

Periodical Part, Published Version

Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau (Hg.)

Schriftenreihe Wasser- und Grundbau Heft 11

Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau; Schriftenreihe Wasser- und Grundbau

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/105728>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau (Hg.) (1964): Schriftenreihe Wasser- und Grundbau Heft 11. Berlin: Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau (Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau; Schriftenreihe Wasser- und Grundbau, 11).

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



**Mitteilungen der Forschungsanstalt
für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin**

Herausgegeben vom Direktor

Schriftenreihe

Wasser- und Grundbau

Heft 11



BERLIN 1964

0.11

4724

Mitteilungen der Forschungsanstalt
für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin
Herausgegeben vom Direktor

=====

Schriftenreihe
"WASSER- UND GRUNDBAU"

Heft 11

Bundesanstalt für Wasserbau
Karlsruhe i. B.
Hertzstr. 16

Berlin 1964

Redaktion

Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau
Berlin O 17, Alt-Stralau 44-45
Deutsche Demokratische Republik

Alle Rechte vorbehalten

(588) Ag 130/130/64 A

I n h a l t

✓ 1/	OMANN, J.	Einige Schwerpunkte der Arbeiten der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau auf dem Gebiet des wasserbaulichen - hydraulischen - Modellversuchswesens sowie deren technisch-wissenschaftliche und volkswirtschaftliche Bedeutung	- 16
✓ 2/	FUEHRER, M.	Der Einfluß der örtlichen Strömungsverhältnisse in der Umgebung von Schiffen auf die Wechselbeziehungen zwischen Schiff und Kanal	17 - 46
✓ 3/	GLAZIK, G.	Hydraulische Gesichtspunkte bei der Wahl von Uferbefestigungen für Binnenwasserstraßen	47 - 86
✓ 4/	RÖMISCH, K.	Beitrag zu Fragen des hydraulischen Verhaltens dammbalkenartiger Körper bei unterschiedlicher Eintauchtiefe	87 - 196
✓ 5/	MORGNER, J.	Schifffahrtsschleusen mit großen Fallhöhen	197 - 364
	. . .	Inhalt der Hefte 1 - 10	365 - 367

DK 626.001.57 Wandert, Verhältnisse
: 069.6 (43-11) : 14877 (DDR)

§ 7-1/2

Einige Schwerpunkte der Arbeiten der
Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser-
und Grundbau auf dem Gebiet des wasserbau-
lichen - hydraulischen - Modellversuchswesens
sowie deren technisch-wissenschaftliche und
volkswirtschaftliche Bedeutung

Dipl.-Ing. J. Omann
Direktor

Die 9. wissenschaftliche Fachtagung der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau steht unter dem Leitthema

"Einige Ergebnisse der Forschung auf dem Gebiete des wasserbaulichen Versuchswesens zur Erhöhung der Transportleistungen auf den Binnen- und Seewasserstraßen der DDR".

Es gibt verschiedene Formen zur Einführung von Forschungsergebnissen in die Praxis, z.B. Bearbeitung der Forschungsthemen, besonders der Themen der Zweckforschung, in verschiedenen Forschungsgemeinschaften unmittelbar mit den Vertretern der Praxis, Durchführung von wissenschaftlichen Fachkonsultationen und Kolloquien, Veröffentlichungen in den einschlägigen Fachzeitschriften sowie Durchführung von wissenschaftlichen Fachtagungen. Die letztere Form wird in der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau für die Fachdisziplinen Wasserbau und Grundbau in Zeitabständen von jeweils 2 Jahren durchgeführt.

Ziel der Tagungen ist es, einen weiteren Beitrag für die schnelle Einführung der Forschungsergebnisse in die Praxis zu leisten, sowie die Bereitschaft zu einer echten und aktiven Gemeinschaftsarbeit aller beteiligten Fachrichtungen zu fördern.

Aus dem großen Aufgabengebiet des wasserbaulichen Versuchswesens können bei dieser Fachtagung nur einige Themen vorgetragen und behandelt werden. Es erscheint deshalb zweckmäßig, einen kurzen Überblick über die wichtigsten Arbeiten der Abteilung Wasserbau und Schifffahrt der Forschungsanstalt in den letzten zwei Jahren zu geben.

Einen großen Raum in der Tätigkeit der Mitarbeiter der wissenschaftlichen Abteilung Wasserbau und Schifffahrt nahm in den letzten Jahren die Aufgabe ein, auf die Entfaltung der Produktion der DDR einzuwirken und Wege zur Erhöhung des technisch-wissenschaftlichen Fortschritts aufzuzeigen. Im wesentlichen haben die Wissenschaftler ihre Tätigkeit auf die Schwerpunkte und Be-

dürfnisse der Praxis orientiert und ihre neuesten Erkenntnisse zur Grundlage der Produktionshilfe gemacht. Dem großen Kollektiv der Mitarbeiter der Abteilung Wasserbau und Schifffahrt ging es darum, durch seinen Beitrag eine wirksame Steigerung der Arbeitsproduktivität auf der Grundlage der höchsten Leistungen von Wissenschaft und Technik zu erreichen und die ökonomische Basis der Deutschen Demokratischen Republik weiter zu entwickeln und zu stärken.

Neben den Themen der Grundlagen- sowie der angewandten Forschung sind auch zahlreiche Zweckforschungsaufgaben bearbeitet worden, die eine hohe volkswirtschaftliche sowie politische Bedeutung darstellen. In der Grundlagen- bzw. angewandten Forschung kam es darauf an, einen Vorlauf für die Technik und Produktion von Morgen zu gewinnen. Das kam verstärkt darin zum Ausdruck, daß in den letzten Jahren Themen bearbeitet wurden, die auf die in der Wirtschaft anfallenden Probleme abgestimmt waren.

Seit der letzten wissenschaftlichen Fachtagung im Mai 1962 kamen in der Abteilung Wasserbau und Schifffahrt insgesamt 20 Forschungs- und Entwicklungsthemen zur Durchführung. Das Forschungsprogramm für diese Themen wurde entsprechend den Beschlüssen der Sozialistischen Einheitspartei Deutschlands und unserer Regierung sowie den Forderungen der Wissenschaft und Praxis aufgestellt und in zahlreichen wissenschaftlichen Gremien - Wissenschaftlich-Technischer Rat der Hauptverwaltung der Wasserstraßen und der Binnenschifffahrt, Arbeitsgruppen der Zentralen Arbeitskreise, Arbeitsgemeinschaften und Forschungskollektive - beraten. Demzufolge wurden folgende Themen bearbeitet:

a) Flußbau

- Niedrigwasserregulierung der Elbe
- Schleusen mit hohem Gefälle
- Kolkbildung hinter unterströmten Wehren
- Kolkbildung hinter überströmten Wehren
- Flußkrümmungen

- Einlaufbauwerke
- Streichwehre
- Berechnungsgrundlagen für die Ermittlung des Strömungswiderstandes in verschiedenen Wassertiefen
- Hydraulik der Sedimentbewegung in Rohrleitungen

b) Seebau

- Wellenriffel
- Hangumbildung

c) Schifffahrt

- Rückstromgeschwindigkeit bei Schiffsbegegnungen
- Wechselwirkung von Schiff und Kanal
- Hafenbeckenreinigung (technologische und konstruktive Entwicklung eines Gerätes zur Aufnahme von Ölfilmschichten auf Wasserflächen)

d) Wasserwirtschaft

- Überfälle mit seitlichen Schußrinnen
- Grundablässe

e) Industrie- und Energiebau

- Diffusoren
- Multidiffusoren

f) Apparateentwicklung für das wasserbauliche Versuchswesen

- Entwicklung eines Rillog und Integriergerätes
- Weiterentwicklung von Mikroflügeln für Strömungsmessungen

Die hier genannten Themen beinhalten durchweg Schwerpunkte, die neben dem Gebiet des Verkehrswasserbaues und der Schifffahrt auch die Gebiete Wasserwirtschaft, Bauwesen und Industrie betreffen.

Bei einigen Arbeiten wurde das Forschungsprogramm erweitert, weil sich bei der Untersuchung herausstellte, daß die zusätzlichen Arbeiten unbedingt für die komplexe Betrachtung des Themas notwendig waren.

Von den 20 genannten Forschungs- und Entwicklungsthemen wurden 17 bereits abgeschlossen und die Ergebnisse dem Ministerium für Verkehrswesen bzw. der Praxis zur Verfügung gestellt:

- Studie "Niedrigwasserregulierung der Elbe"
- Hafenbeckenreinigung
- Studie "Hydraulik der Sedimentbewegung in Rohrleitungen"
- Streichwehre
- Einlaufbauwerke
- Berechnungsgrundlagen für die Ermittlung des Strömungswiderstandes in verschiedenen Wassertiefen
- Flußkrümmungen
- Schiffswiderstand und Rückstromgeschwindigkeit
- Schleusen mit hohem Gefälle
- Kolkbildung hinter überströmten Wehren
- Kolkbildung hinter unterströmten Wehren
- Wellenriffel
- Hangumbildung
- Überfälle mit seitlicher Schußrinne
- Grundablässe
- Diffusoren - Multidiffusor
- Apparateentwicklung für das wasserbauliche Versuchswesen

Bei den Forschungs- und Entwicklungsthemen, die den Komplex Flußbau betreffen, handelt es sich im wesentlichen um die Verbesserung der Fahrverhältnisse der schiffbaren Wasserläufe, des weiteren um die Sedimentbewegung durch Strömen, Ursachen der Kolkbildung bei unterströmten und überströmten Wehren sowie die Entwicklung von Berechnungsverfahren und Projektierungsgrundlagen für den Flußbau allgemein.

Die auf dem Gebiete des Seebaues bearbeiteten Forschungsthemen behandeln in erster Linie die Wirkung der Welle mit Sediment, speziell im Bereich der Schorre. Neben der Aufstellung von Gesetzmäßigkeiten über den Sedimenttransport durch die Welle sind auch die Fragen der Versandung von Seewasserstraßen und Hafeneinfahrten mit der Zielsetzung bearbeitet worden, die laufenden Bagger-

kosten zu reduzieren und den Projektierungsbüros Unterlagen für die Anordnung sowie die wirtschaftliche Bemessung von Bauwerken an der Küste zu schaffen.

Die Forschungs- und Entwicklungsthemen, die die Beziehungen der Schifffahrt und des Wasserbaues zum Inhalt haben, befassen sich im wesentlichen mit hydraulischen und hydrodynamischen Untersuchungen über den Einfluß eines fahrenden Schiffes auf die Kanalsohle und die Böschung. Von sehr großem Interesse waren hierbei die Probleme der Rückströmung am fahrenden Schiff, die Wellengeschwindigkeit und die Auswirkungen derselben auf das Schiff und die Ufer.

Einige Ergebnisse der Forschung konnten nur durch umfangreiche Großmodellversuche in den beiden Versuchsanstalten der Forschungsanstalt in Berlin-Karlshorst und Potsdam-Marquardt erzielt werden. Hierbei wären besonders die Themen des Küstenschutzes, die zahlreichen hydraulischen und fahrdynamischen Untersuchungen der Beziehungen zwischen Schiff und Kanal, sowie die umfangreichen Großmodelluntersuchungen der Einlaufbauwerke der Wärmekraftwerke zu nennen.

Auf dem Gebiete des hydraulischen Modellversuchswesens sowie zur Lösung von Aufgaben der Forschung und Entwicklung wurden in der Abteilung Wasserbau und Schifffahrt zahlreiche Meßgeräte und Apparate entwickelt, die dazu beitrugen, die Meßtechnik im wasserbaulichen Versuchswesen zu modernisieren, qualitätsmäßig zu verbessern und wirtschaftlicher zu gestalten. Diese Meßgeräte und Apparate weisen einen sehr hohen wissenschaftlichen Stand aus, so daß für sie im In- und Ausland großes Interesse besteht.

Neben den genannten Forschungs- und Entwicklungsthemen hat die Abteilung Wasserbau und Schifffahrt auch zahlreiche Aufgaben der Zweckforschung durchgeführt, deren Ergebnisse unmittelbar der Produktion zugute kamen. Es werden hier nur einige der bedeutendsten Zweckforschungsaufgaben aufgeführt, für die Großmodellversuche notwendig waren:

- Untersuchung der Rekonstruktionsmaßnahmen des Wehres Rothenburg
- hydraulische Untersuchungen für die Projektierung eines Pumpspeicherwerkes
- Untersuchung der Regulierungsmaßnahmen eines Abschnittes der unteren Havel
- hydraulische Untersuchungen zum Bau der Pumpstation Colbitz
- Untersuchungen zur wirtschaftlichen Bemessung eines in der Projektierung befindlichen Schifffahrtskanals
- Verbesserung der Fahrverhältnisse der Nuthe-Mündung
- zahlreiche Untersuchungen zur Verbesserung der Fahrverhältnisse im Bereich der Stromverzweigungen der Ein- und Ausfahrten verschiedener Schleusenvorhöfen
- Untersuchungen der Regulierungsmaßnahmen verschiedener Abschnitte der Elbe und Oder durch Veränderung der Streichlinienführung bzw. Einschränkung der Streichlinienbreite
- umfangreiche Untersuchungen zur Aufstellung einer Wehrbedienungs Vorschrift der Elbe und Havel
- hydraulische Untersuchungen der verschiedenen Nebenflüsse und Rückstaugebiete der Elbe zur Erhöhung der Erträge der landwirtschaftlichen Flächen
- Untersuchung von verschiedenen Einlaufbauwerken der Wärme-kraftwerke sowie der Entnahmestellen der verschiedenen Industriebetriebe
- Durchführung von Naturversuchen zur Beseitigung der Gicht-schlammablagerungen eines Eisenhüttenwerkes
- umfangreiche Untersuchungen über die zweckmäßigste Anordnung und Bemessung von Küstenschutzmaßnahmen
- Durchführung von Versuchen zur Untersuchung der Zweckmäßig-keit der Anwendung elastischer Störkörper im Küstenschutz
- Eichung von zahlreichen Meßflügeln für verschiedene Dienst-stellen der DDR und des Auslandes

Ferner wurden zahlreiche Gutachten zur wirtschaftlichen Bemessung der wasserbaulichen Anlagen und verschiedener Industrieeinrichtungen aufgestellt, bei deren Bearbeitung die Ergebnisse unserer Forschungsthemen unter Berücksichtigung des internationalen Stan-

des sowie die Erfahrungen im wasserbaulichen Versuchswesen einschließlich der theoretischen Erkenntnisse zugrunde gelegt wurden.

Die Ergebnisse der Arbeiten der Abteilung Wasserbau und Schifffahrt wurden in rd. 30 Veröffentlichungen in den Mitteilungsheften der Forschungsanstalt für Schifffahrt - Schriftenreihe "Wasser- und Grundbau" - sowie in den einschlägigen Fachzeitschriften publiziert. Darüber hinaus wurden sie in Kolloquien und Konsultationen vorgetragen. Im Sinne der Förderung der technisch-wissenschaftlichen Zusammenarbeit wurde über einige veröffentlichungsreife Ergebnisse der Forschung auf dem Gebiete des Wasserbaues anlässlich der wissenschaftlichen Fachtagungen in verschiedenen Institutionen der DDR sowie des Auslandes berichtet.

Die rein mathematische Lösung der Aufgaben, die dem Ingenieur auf dem Gebiete der Hydromechanik gestellt werden, ist zur Zeit nur in unkomplizierten Fällen - und auch da noch nicht vollkommen - gelungen. Es gibt z.B. für den Überfall scharfkantiger gelüfteter Wehre oder manche einfachen Fließvorgänge, z.T. auch Grundwasserströmungen, genügend genaue Berechnungsverfahren. Bei komplizierten Strömungsvorgängen sind die für eine mathematische Behandlung nötigen Annahmen, z.B. über die physikalische Natur des Wassers, so einschneidend, daß das Ergebnis der Berechnungen in krassem Widerspruch zu dem der Beobachtung stehen kann. In den meisten, weitaus wichtigsten Fällen ist der Ingenieur somit auf die Erfahrungen angewiesen, die durch Beobachtungen und Messungen an ausgeführten Anlagen in der Natur, wie Flußregelungen, Hafenmündungen, Wehre, Wasserkraftwerke, Turbinen, Schiffe und dergl., gewonnen worden sind. Großes ist dadurch geleistet worden.

Nur selten genügen die Erfahrungen an ausgeführten Anlagen, um allgemeine Gesetze abzuleiten. Es ist wohl unleugbar, daß so nicht immer die beste Lösung gefunden werden konnte, die darin besteht, mit dem geringsten Aufwand von Bau- und Betriebskosten das höchste Maß an Leistung und Sicherheit zu erreichen (unter höchster Sicherheit der Anlage ist zu verstehen, nicht so sicher wie möglich, sondern so sicher wie notwendig). Denn es ist fast unmöglich, bei

Versuchen und Messungen an ausgeführten Anlagen alle wesentlichen Faktoren willkürlich oder planmäßig so abzuändern, daß die allgemeinen Naturgesetze daraus abgeleitet werden können. Deren Kenntnis ist aber unerlässlich, um neue und immer kühnere Ingenieurbauwerke, die über den Bereich der jetzigen Erfahrungen hinausragen, entwerfen, ausführen und mit einem hohen wirtschaftlichen Nutzeffekt in Betrieb halten zu können.

Hier bietet sich der **M o d e l l v e r s u c h** als ein sehr wertvolles Hilfsmittel der Forschung dar. Wenn man eine geometrisch ähnliche Abbildung einer zu untersuchenden Anlage, z.B. eines Tosbeckens, Schachtüberfalles, Brückenpfeilers, einer Pumpe oder eines Schiffsruders, herstellt und sie der entsprechenden Wasserbewegung unterwirft, so hat man damit weit mehr als eine anschauliche dreidimensionale Darstellung mit Bewegungsvorgängen - was auch schon sehr wertvoll ist -, sondern man hat in dem Modell eine Vorrichtung zur mechanischen Integration der Bewegungen und Kräfte mit den wahren Randbedingungen und den richtigen physikalischen Konstanten, wie Dichte, Zähigkeit, Oberflächenspannung u.a. Die für rein mathematische Behandlung notwendigen vereinfachenden Annahmen fallen hier fort. Im wesentlichen kann das am Modell gewonnene Ergebnis auf Grund einfacher Ähnlichkeitsgesetze quantitativ in die Natur übertragen werden und so die mathematische Berechnung, besonders in den Fällen, in denen diese noch nicht möglich ist, ersetzen. In vielen Fällen muß man sich aber vorläufig mit einem qualitativen Ergebnis, einem Einblick in die Vorgänge des strömenden Wassers, begnügen.

Bei Beachtung der Ähnlichkeitsgesetze der Vorgänge in der Natur und im Modellversuch unterscheidet man ganz allgemein drei Stufen der Ähnlichkeit, die geometrische, kinematische sowie die dynamische Ähnlichkeit, ferner die Wirkung der Einzelkraft sowie die mehrerer Kräfte einschließlich der Grenzen der Übertragbarkeit.

Wenn man die außerordentlich zahlreichen Modellversuche auf allen Gebieten der Hydromechanik in Vergleich setzt mit der geringen Zahl der Fälle, in denen in der Natur eine gründliche Nachprüfung vorgenommen wurde, so fällt es auf, wie wenig bisher zur praktischen Feststellung der Übertragungsmöglichkeiten und der Zuverlässigkeit der am Modell gewonnenen Ergebnisse getan wurde, wie wenig die Störungseinflüsse der theoretischen Ähnlichkeitsbeziehungen erforscht worden sind. Es liegt dies wohl daran, daß Versuche in der Natur so zeitraubend, betriebsstörend, mühsam und kostspielig sind, daß sie deshalb meistens unterbleiben. Es liegt aber auch daran, daß man oft gerade die im Modell untersuchten Bedingungen in der Natur nicht willkürlich herstellen kann, z.B. das höchste Hochwasser. Man sollte deshalb bei grundsätzlich wichtigen Untersuchungen die Beobachtung am Modell auch auf solche Umstände ausdehnen, die mit Sicherheit auch in der Natur hergestellt werden können. Nur dann ist die Nachprüfung einfach und überzeugend.

Wenn man auch von der Zuverlässigkeit einer Übertragung der Modellergebnisse - sei es qualitativ, sei es quantitativ - auf die Natur theoretisch sowie praktisch bereits weit überzeugt sein darf, so bleibt es doch notwendig, zur Feststellung der Grenzen und der Leistungsfähigkeit der Modellversuche die Ergebnisse an den entsprechenden Vorgängen in der Natur mehr wie bisher nachzuprüfen. Das würde den Stand der bisherigen Erkenntnisse der Forschung auf dem Gebiet des wasserbaulichen Modellversuchswesens zweifelsohne bereichern. Dazu gehört besonders eine noch stärkere Mitwirkung der Ingenieure aus der Praxis.

Die Abteilung Wasserbau und Schifffahrt hat ihre beiden Versuchsanstalten in Berlin-Karlshorst und Potsdam-Marquardt so ausgebaut und mit den erforderlichen Maschinen, Versuchseinrichtungen, Meßgeräten und Apparaten ausgestattet, daß alle hydraulischen Vorgänge des Flußbaues, des Seebaues, der Schifffahrt, der Wasserwirtschaft, des Stahlwasserbaues, des Energiebaues und anderer Grenzgebiete untersucht werden können. Die Modelle werden auf

Grund der Ergebnisse der durchgeführten Forschungsarbeiten größer als früher aufgebaut, so daß zuverlässige, auf die Natur übertragbare Ergebnisse erzielt werden.

Der volkswirtschaftliche Nutzen jeder dieser Untersuchungen ist sehr bedeutend, und es hat sich bei vielen zuständigen staatlichen Stellen, Betrieben, Projektierungsbüros und Investitionsträgern, wie auch bei den Praktikern des Wasserbaues und der Schifffahrt allgemein die Erkenntnis durchgesetzt, vor Inangriffnahme eines Projektes durch modellmäßige Untersuchungen die hydraulisch günstigste Lösung zu finden und dadurch eine Fehlinvestitionen vermeidende Grundlage für diese Objekte, deren Kosten zuweilen Millionen DM betragen, zu schaffen. Die bisher durch das wasserbauliche Versuchswesen gelösten Aufgaben der Forschung haben bereits einen hohen volkswirtschaftlichen Nutzen erbracht. Die Mitarbeiter der Abteilung Wasserbau und Schifffahrt sind sich gewiß, daß die weiteren vor ihnen stehenden großen Aufgaben nur im Kollektiv gelöst werden können. Die 9. wissenschaftliche Fachtagung der Forschungsanstalt soll nicht zuletzt auch dazu beitragen, unsere bisherige Gemeinschaftsarbeit zu festigen, um weitere Erfolge im wasserbaulichen - hydraulischen - Modellversuchswesen zu erzielen.

2/

Dk 629.122
:626.627

Binnenschiffe
Schiffswiderstand

Der Einfluß der örtlichen Strömungsverhältnisse
in der Umgebung von Schiffen auf die Wechselbe-
ziehungen zwischen Schiff und Kanal

Dipl.-Met. Manfred Fuehrer

L. 18-45, 16 Ge

Inhaltsverzeichnis

1. Einführung
2. Planung und Durchführung der Untersuchungen
 - 2.1 Versuchsprogramm
 - 2.2 Versuchsdurchführung
 - 2.21 Schleppkanal
 - 2.22 Meßmethoden und Meßstelleneinrichtungen
3. Ergebnisse der Untersuchungen
 - 3.1 Strömungsverhältnisse
 - 3.11 Rückstromverteilung und Wellenbild
 - 3.12 Kritik der Berechnungsverfahren zur Ermittlung der maximalen Rückstromgeschwindigkeiten und Niveauabsenkungen
 - 3.13 Kritische Geschwindigkeitsgrenzen
 - 3.2 Trimm und Tauchung
 - 3.3 Schiffswiderstand
4. Schlußbemerkung

1. Einführung

Die Kanalfahrt von Schiffen ist seit langem immer wieder Gegenstand theoretischer und modellmäßiger Untersuchungen. Obwohl auf Grund dieser Forschungen in den letzten Jahrzehnten eine ständige Steigerung der Leistungsfähigkeit der Binnen- und Seekanäle erreicht wurde, ist es bisher noch nicht gelungen, eine geschlossene Theorie der Fahrt von Schiffen im nach der Tiefe und Breite beschränkten Fahrwasser zu schaffen. Der weitere Ausbau der vorhandenen theoretischen Ansätze setzt wegen der Schwierigkeit der zu lösenden Aufgabe ein intensives experimentelles Studium der hydrodynamischen Vorgänge bei der Kanalfahrt voraus.

Von der Abteilung Wasserbau und Schifffahrt der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau wurde in den vergangenen Jahren eine eingehende Bearbeitung des Kanalproblems vorgenommen, in deren Mittelpunkt die Untersuchung der Verteilung der Verdrängungsströmung in der Umgebung eines im ruhenden, allseitig begrenzten Wasser fahrenden Schiffes stand [1] [2]. Ziel der Arbeiten war die Ermittlung der Veränderungen des örtlichen Strömungszustandes an jeder Stelle im Bereich des Schiffes in Abhängigkeit vom Grad der Fahrwasserbeschränkung, von den Schiffsabmessungen und der Schiffsgeschwindigkeit. Weiter sollte der Einfluß der Rückstromverteilung auf die Trimm- und Tauchungsverhältnisse sowie auf den Schiffswiderstand erfaßt werden.

In den engen wechselseitigen Beziehungen zwischen Schiff und Kanal ist die Verdrängungsströmung ein entscheidender Faktor. Der Kanaleffekt, der sich in einem zunächst gegenüber der Tief- und Flachwasserfahrt stärkeren Widerstandsanstieg äußert, dem sich nach dem Erreichen des Widerstandsmaximums ein Abfall unter die entsprechenden Tief- und Flachwasserwerte anschließt, besteht in einer durch die Konzentration der Verdrängungsströmung hervorgerufenen Verzerrung des vom Schiff erzeugten primären Wellensystems, zu dem die Niveauabsenkungen beiderseits des Schiffes und die Bug- und Heckwellen zählen [3]. Dem durch den Transport der primären Niveaustörung entstehenden Sekundärwellensystem, das für den Schiffswiderstand im unbeschränkten sowie im nur nach der Tiefe begrenzten Fahrwasser maßgebend ist, kommt bei der Kanalfahrt eine untergeordnete Bedeutung zu. Die charakteristischen Merkmale des Kanaleffektes ergeben sich nach diesen neueren Erkenntnissen aus

den örtlichen Strömungsverhältnissen in der Umgebung des Schiffes. Bei der Kanalfahrt sind drei vom Zustand der Verdrängungsströmung (bezogen auf das fahrende Schiff) abhängige Geschwindigkeitsbereiche zu unterscheiden, das unter- und überkritische Geschwindigkeitsgebiet sowie ein instationärer kritischer Übergangsbereich [4].

Bisher liegen über die Verteilung des Rückstromes über den gesamten unter und neben dem Schiff freibleibenden Durchflußquerschnitt nur sehr wenige Angaben vor. Die aus der Literatur bekannten Messungen lassen sich grundsätzlich in zwei Gruppen unterteilen:

1. Strömungsmessungen in unmittelbarer Nähe der Kanalsohle zur Ermittlung des Sohlenangriffs [5] und
2. Strömungsuntersuchungen an den Bordwänden und am Schiffsboden zur Ermittlung der zwischen der Geschwindigkeitsverteilung an der Schiffsoberfläche und dem Schiffswiderstand bestehenden Zusammenhänge (für den Fall der Flachwasserfahrt) [6] [7].

Mit der eingangs behandelten Zielsetzung trugen die von der Forschungsanstalt durchgeführten Strömungsuntersuchungen dazu bei, die auf diesem Gebiet noch bestehende wesentliche Lücke zu schließen. Die Voraussetzungen für die meßtechnisch sehr aufwendigen Modellversuche waren durch die Entwicklung der Mikroflügel seitens der Forschungsanstalt [8] vorhanden.

2. Planung und Durchführung der Untersuchungen

2.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm beschränkte sich unter Ausklammerung des Profileinflusses zunächst auf die Untersuchung der Strömungsverhältnisse bei der Fahrt in rechteckigen Kanälen. Im Rahmen der Modellversuche mußten der Aufgabenstellung entsprechend:

1. der Strömungsverlauf an verschiedenen Punkten des freibleibenden Durchflußquerschnittes,
2. die Wasserspiegellagen in mehreren Entfernungen vom Kanalufer,
3. die aus dem Strömungszustand resultierende Trimmlage des Schiffes sowie
4. der Schiffswiderstand

durch Messungen ermittelt werden. Bei diesen Untersuchungen wurden die Kanalabmessungen sowohl hinsichtlich der Fahrwasserbreite als auch in bezug auf die Wassertiefe variiert. Es fanden Kanalbreiten von 7,50 m, 15,00 m und 31,25 m Berücksichtigung, während

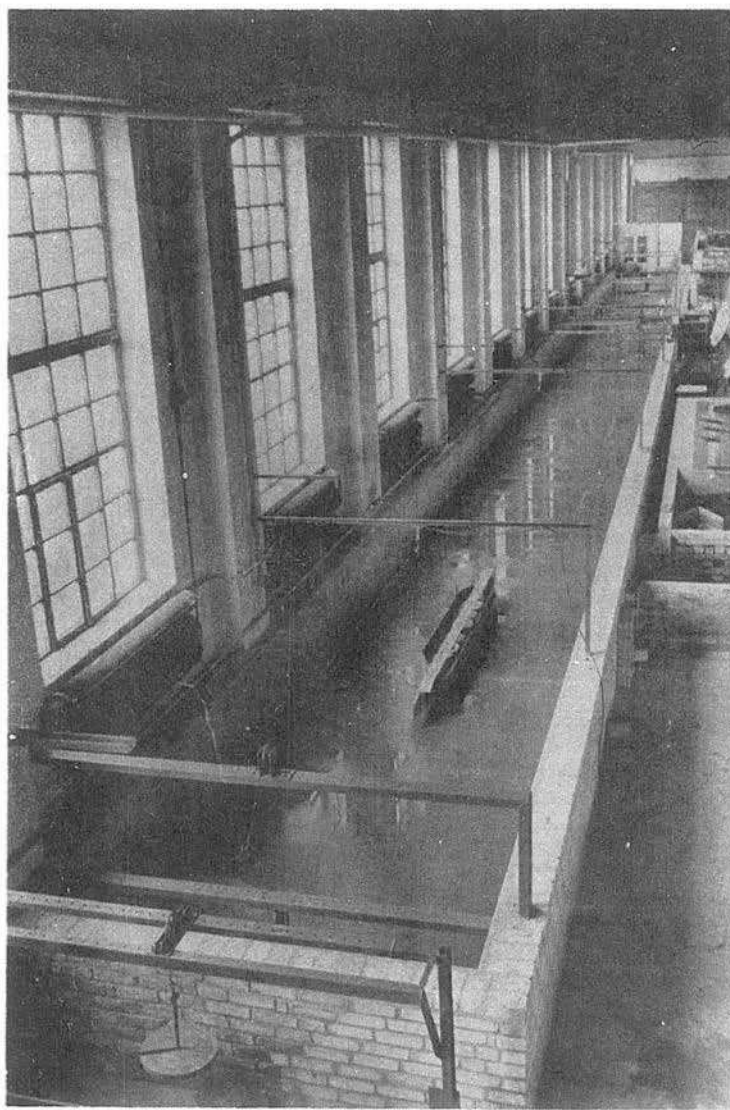


Abb. 1 Gesamtansicht der Schlepprinne

die Veränderung der Fahrwassertiefe in jeweils 2 bis 4 Stufen zwischen 2,45 m und 4,00 m erfolgte. Mit den Abmessungen des den Versuchen zugrunde gelegten Schiffstyps (Finow-Maß-Kahn, Länge 40 m, Breite 4,6 m, Tiefgang 1,75 m) ergaben sich folgende Verhältnisse: Die untersuchten Querschnittszahlen lagen im Bereich von 2,3 bis 15,5 ; das Breitenverhältnis schwankte zwischen 1,6 und 6,8 und das Tiefenverhältnis bewegte sich zwischen 1,4 und 2,3 . Neben für die Binnenschifffahrt sehr vorteilhaften Fahrwasserbedingungen wurden also auch extrem ungünstige Fahrwasserquerschnitte, die an den Wasserstraßen häufig anzutreffen sind, erfaßt.

2.2 Versuchsdurchführung

2.21 Schleppkanal

Für die im Maßstab 1 : 12,5 ausgeführten Modellversuche wurde eine 2,5 m breite Schlepprinne von 44 m Länge benutzt (Abbildung 1). Der als stationäre Anlage errichtete Kanal ist mit der in Abbildung 2 dargestellten Drahtschleppeinrichtung ausgerüstet.

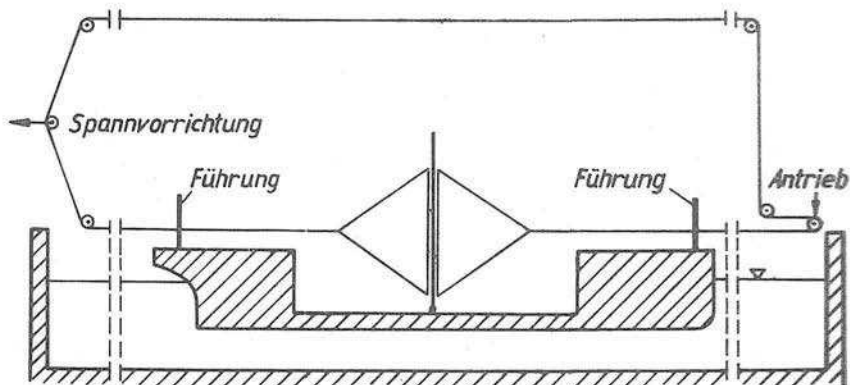


Abb. 2
Schleppvorrichtung

Durch die skizzierte Aufhängung bleibt die allseitige Bewegungsfreiheit des Modellschiffes erhalten; die Führung des Schleppseils an Bug und Heck verhindert jedoch Kursabweichungen. Als Antrieb dient ein von einem gittergesteuerten Quecksilberdampfgleichrichter gespeister fremderregter Gleichstromnebenschlußmotor, dessen Drehzahl stufen- und trägeheitslos eingestellt werden kann. Die Drehzahlregelung erfolgt vollautomatisch unabhängig von Netzspannungs- und Belastungsschwankungen.

2.22 Meßmethoden und Meßstelleneinrichtungen

Die zur Ermittlung der im Versuchsprogramm aufgeführten Größen eingesetzten Meßverfahren und -geräte sind zum überwiegenden Teil Eigenentwicklungen der Forschungsanstalt. Für die Registrierung der örtlichen Strömungsverhältnisse im Bereich des Schiffes standen besonders bei höheren Fahrgeschwindigkeiten nur sehr kurze Meßzeiten (2 bis 3 Sekunden) zur Verfügung, so daß eine trägeheitslose Aufnahme und Übertragung der Meßdaten gewährleistet sein mußte.

Der Strömungsverlauf unter und neben dem Schiff wurde durch den Einsatz von Mikroflügeln ermittelt. Dabei befanden sich maximal 9 Geräte gleichzeitig in Betrieb. Die Messung der Wasserspiegellagen erfolgte mit nach dem Leitfähigkeitsprinzip arbeitenden elektrischen Tauchpegeln. Bei den Trimm- und Tauchungsmessungen kam ein neuartiges, im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen entwickeltes Meßverfahren zum Einsatz. Zur Abtastung der Schirrlage und der Einsinktiefen wird danach ein mit einer Laufrolle versehener Hebelarm benutzt, der bei der Durchfahrt des Schiffes durch die Meßstelle auf einer am Schiff angebrachten, in der Ruhelage horizontal eingewogenen Meßschiene abläuft. Die Vertikalbewegungen des Hebelarmes werden über ein Seil auf ein empfindliches Potentiometer übertragen. Aus der Registrierung der entstehenden Spannungsänderungen lassen sich nach der Eichung des Gerätes die gesuchten Trimm- und Tauchungswerte ermitteln. Als Registriergeräte wurden ebenso wie bei den Strömungsmessungen Schleifen-Oszillographen benutzt. Einen Überblick über die Meßstelleneinrichtungen gibt Abbildung 3. Aus Abbildung 4 geht die Anordnung der Meßgeräte bei der Ermittlung der Strömungsverhältnisse neben dem Schiff hervor. Die Einrichtungen des Meß- und Steuerstandes der Anlage zeigt Abb. 5.

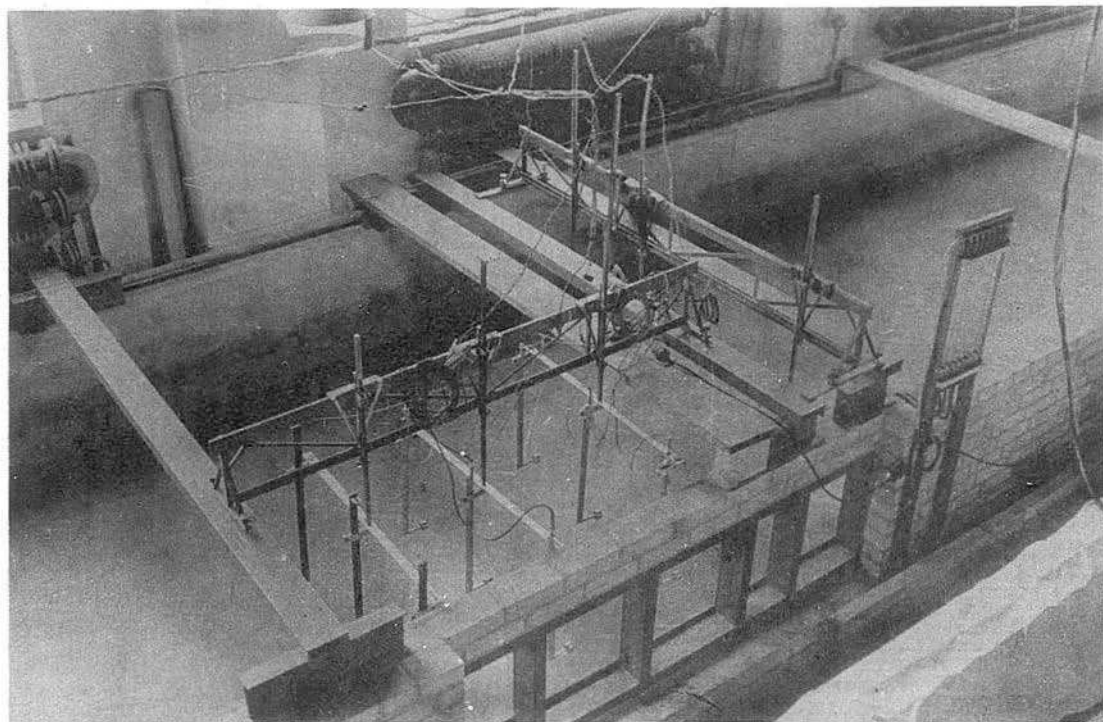


Abb. 3 Meßstelleneinrichtung zur Untersuchung der Strömungsverhältnisse in der Umgebung eines im allseitig begrenzten Wasser fahrenden Schiffes

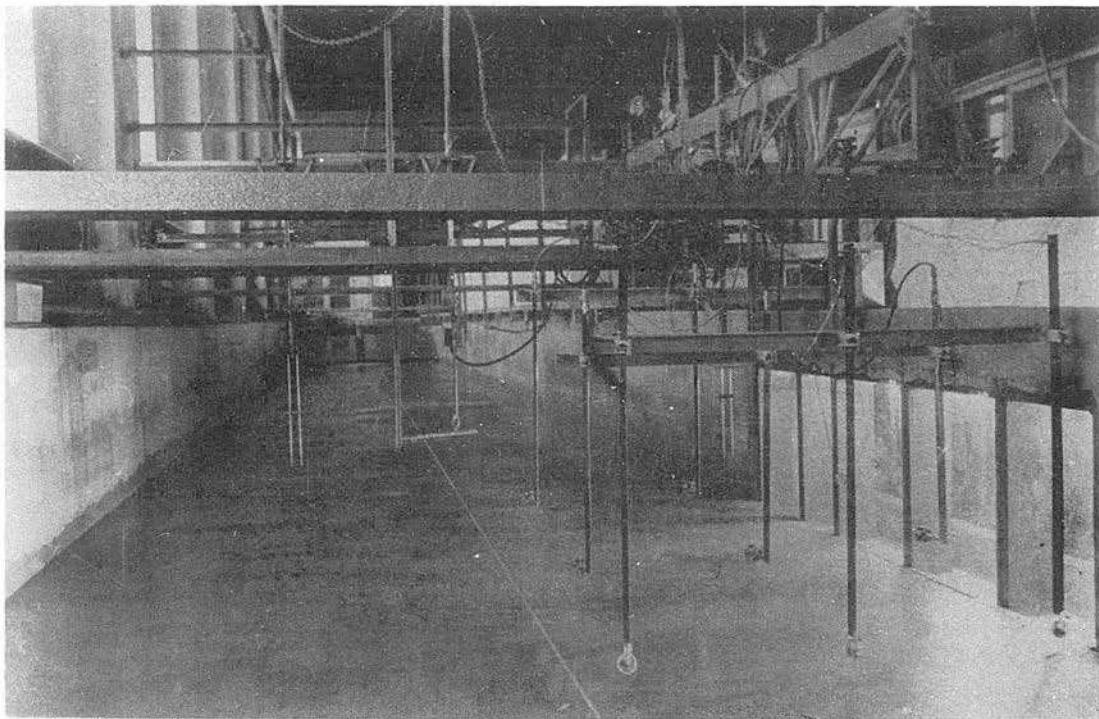


Abb. 4 Anordnung der Mikroflügel und Tauchpegel bei der
Abtastung des Strömungsverlaufes neben dem Schiff

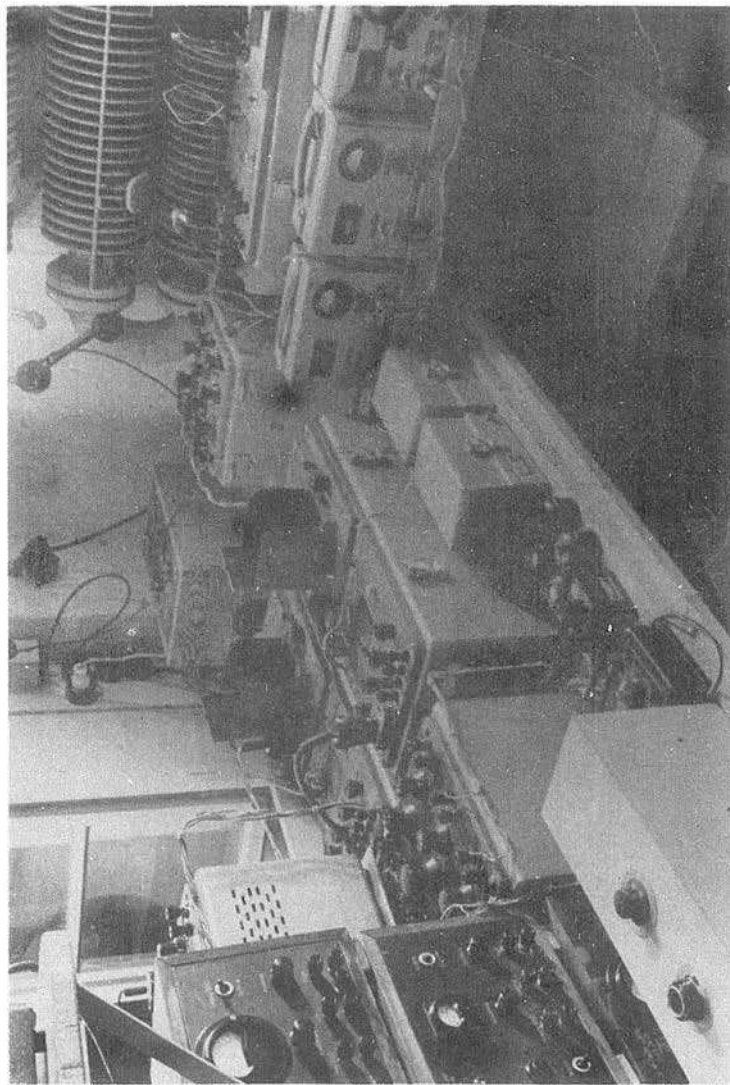


Abb. 5 Meß- und Steuerstand der Versuchsanlage

Zur Messung des Schiffswiderstandes wurde ein Meßverfahren angewandt, das im Prinzip die FROUDEsche Methode der Widerstandsmessung auf die bei den Untersuchungen benutzte Drahtschleppanlage überträgt. Der ursprüngliche Aufbau der Schleppanlage (Abbildung 2) mußte in der Art verändert werden, daß unter Beibehaltung der Bewegungsfreiheit des Modellschiffes in der Vertikalen die Anordnung von Dynamometern und damit auch eine Bewegung des Schiffes gegenüber der Schleppvorrichtung möglich war. Dieses Ziel wurde durch eine in Abbildung 6

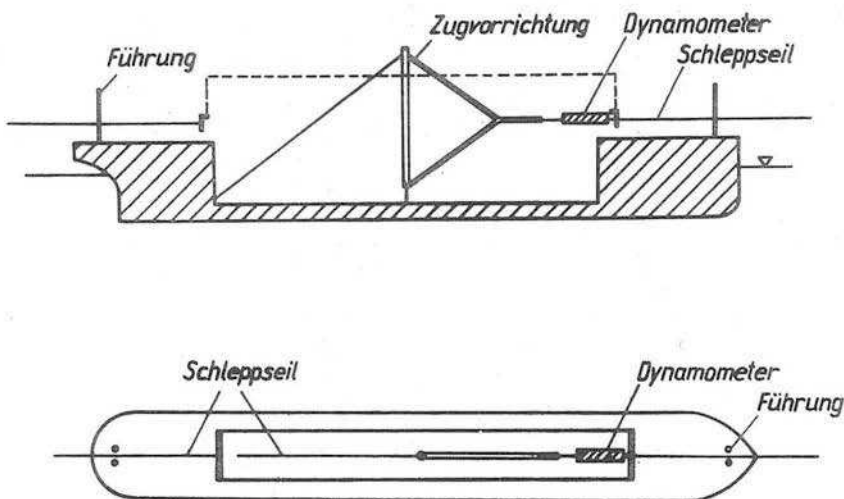


Abb. 6

Prinzip der Widerstandsmessung

skizzierte Aufteilung des Schleppseils im Bereich des Schiffes und die Errichtung eines starren, seitlich verspannten Rahmens als Zugvorrichtung erreicht. Aus Abbildung 7 ist die Anordnung der Meßeinrichtungen ersichtlich.

Mit den eingesetzten Meßverfahren konnten hohe Meßgenauigkeiten erzielt werden. Eine systematische Auswertung von Tauchpegelregistrierungen ergab für die Wasserspiegelmessung einen mittleren Fehler

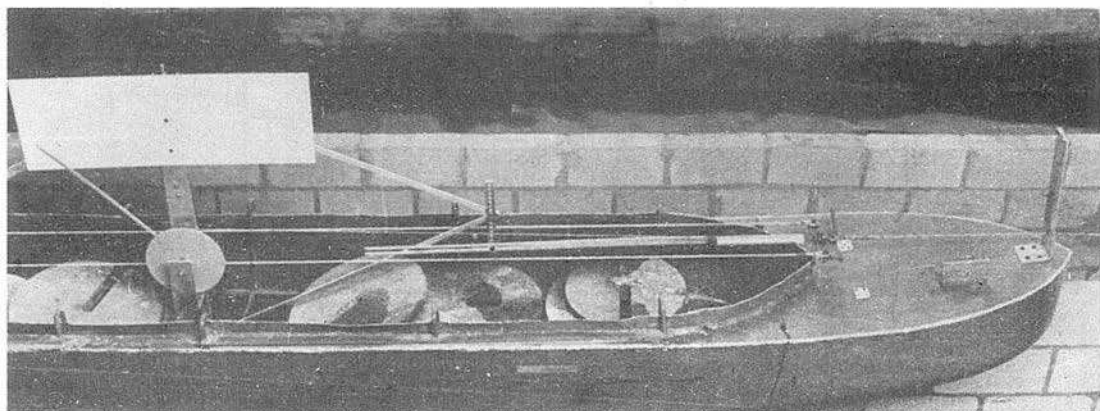


Abb. 7 Anordnung der Meßeinrichtungen zur Ermittlung
des Schiffswiderstandes

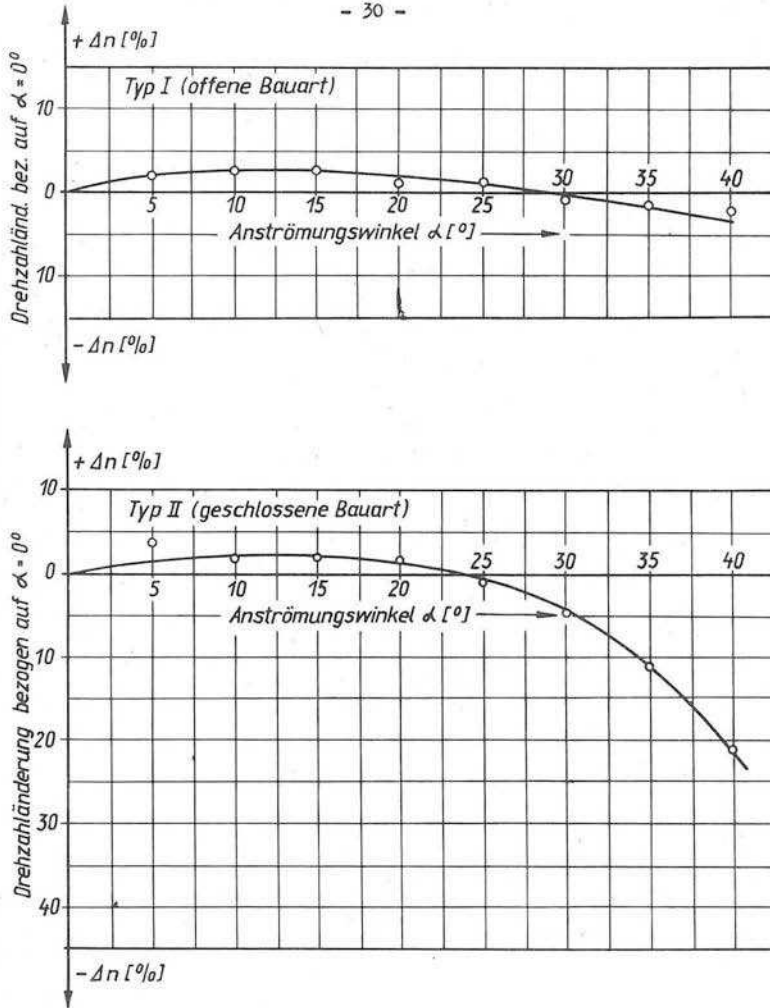


Abb. 8
Richtungsempfindlichkeit der Mikroflügel Typ I und II
mit Schutzring

von $\pm 0,4$ mm; also ein Wert, der etwa der Genauigkeit von Spitzentastern entspricht. Noch zuverlässiger sind die Mikroflügel. Nach [8] liegt der mittlere Fehler einer Flügelmessung bei $\pm 0,6$ %. Die Genauigkeit der Geschwindigkeitsmessungen wurde im vorliegenden Fall jedoch außerdem durch die unterschiedliche Anströmung der Geräte beeinflusst. In Abbildung 8 ist die Richtungsempfindlichkeit eines Mikroflügels offener und geschlossener Bauart - d. h. die prozentuale Veränderung der bei verschiedenen Anströmungswinkeln α gemessenen Propellerdrehzahlen bezogen auf die bei achsenparalleler Strömung ermittelten Drehzahlen - dargestellt [8]. Der Einfluß des Schutzringes bewirkt bei kleinen Anströmungswinkeln zunächst eine Zunahme der Drehzahlen, deren Maximum um etwa 2,5 % über den Ausgangsdrehzahlen liegt. Danach setzt eine rückläufige Tendenz ein. Bei den Strömungsmessungen im Bereich des Modellschiffes traten an den Mikroflügeln Anströmungswinkel von weniger als 2° auf. Da die hieraus resultierenden Drehzahlerhöhungen gemäß Abbildung 8 unter 1 % liegen, konnten die entstehenden Meßfehler vernachlässigt werden.

3. Ergebnisse der Untersuchungen

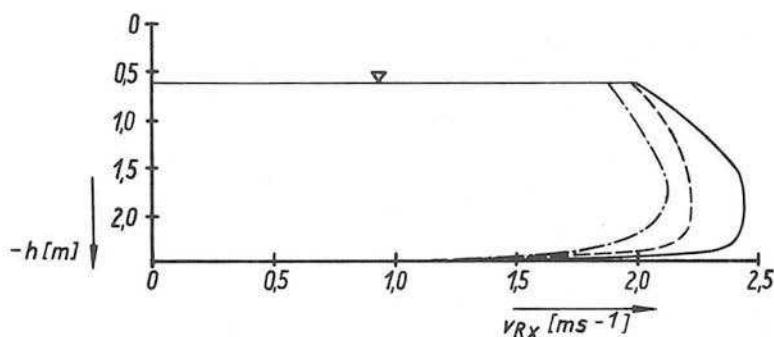
Aus den angestellten Modellversuchen wurde ein umfangreiches Meßdatenmaterial gewonnen, dessen Auswertung noch nicht vollständig abgeschlossen ist. Eine ausführliche Darstellung erfolgt in einer späteren Veröffentlichung.

3.1 Strömungsverhältnisse

3.1.1 Rückstromverteilung und Wellenbild

Die Verteilung der Verdrängungsströmung im Bereich des Schiffes weist charakteristische Veränderungen in Abhängigkeit von der Kanalbreite auf. Von besonderem Interesse sind dabei die für die Größe des Sohlenangriffs entscheidenden Verhältnisse im Durchflußquerschnitt größter Wasserspiegelabsenkung neben dem Schiff. Bei kleinen Kanalbreiten entstehen, wie die für ein Breitenverhältnis von 1,63 (Kanalbreite 7,5 m) durchgeführten Versuche zeigen, Geschwindigkeitskonzentrationen unter dem Schiffsboden. Diese beeinflussen die Steuerfähigkeit und die Manöviereigenschaften sehr ungünstig. Mit zunehmender Kanalbreite finden Verlagerungen des Strömungsmaximums statt, die den Sohlenangriff neben dem Schiff erheblich verstärken.

Is Abbildung 9 ist ein Beispiel hierfür ersichtlich. Die Darstel-



Entfernungen der Meßstellen vom Kanalufer: ———— $x = 0,50 \text{ m}$
 - - - - - $x = 2,55 \text{ m}$
 ······ $x = 4,60 \text{ m}$

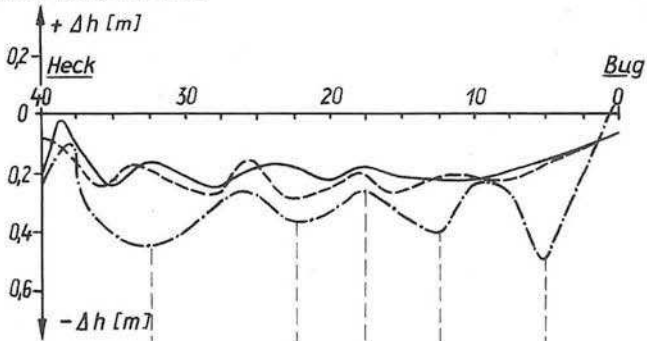
Abb. 9

Geschwindigkeitsverteilung neben einem Finow-Maß-Kahn in einem 15 m breiten rechteckigen Kanal von 2,45 m Tiefe bei einer Schiffsgeschwindigkeit von $8,86 \text{ km h}^{-1}$

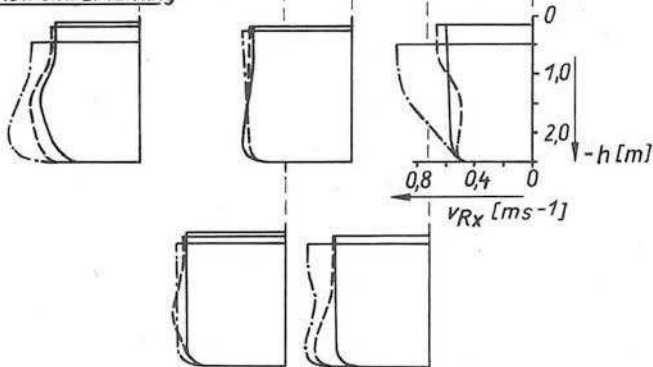
lung zeigt die für die Kanalbreite 15 m (Breitenverhältnis 3,26) bei einer Wassertiefe von 2,45 m und einer Schiffsgeschwindigkeit von $8,86 \text{ km h}^{-1}$ erhaltenen Geschwindigkeitsprofile. In den Konzentrationszonen der Rückstromgeschwindigkeit treten gegenüber den Mittelwerten Geschwindigkeitserhöhungen von durchschnittlich 10 bis 15 % auf. Aus den Versuchen wurden die Grenzbedingungen für das Verschwinden stärkerer Geschwindigkeitskonzentrationen sowohl hinsichtlich der Tiefenzahlen als auch in bezug auf das Breitenverhältnis abgeleitet.

Der Strömungs- und Wasserspiegelverlauf längs des Schiffes ist bei geringen Kanalbreiten durch eine gleichmäßige Niveauabsenkung gekennzeichnet, die zunächst einen über die gesamte Schiffslänge und die freibleibende Kanalbreite nahezu konstanten Wert annimmt bzw. bei höheren Fahrgeschwindigkeiten über einen stetigen Anstieg der Absenkungswerte einem im Bereich des Hecks liegenden Maximum zu-

Wasserspiegelverlauf



Rückstromverteilung



Entfernungen der Meßstellen vom Kanalufer: ————— $x = 0,75 \text{ m}$
 - - - - - $x = 6,65 \text{ m}$
 - · - · - $x = 12,55 \text{ m}$

Abb. 10

Strömungs- und Wasserspiegelverlauf neben einem Finow-Maß-Kahn in einem 31,25 m breiten rechteckigen Kanal von 2,5 m Tiefe bei einer Schiffsgeschwindigkeit von $10,41 \text{ km h}^{-1}$

strebt. Dementsprechend zeigen die Strömungsprofile im Falle kleiner Schiffsgeschwindigkeiten eine gleichförmige Verteilung der Verdrängungsströmung, während sich mit steigendem v_s ausgeprägte Gebiete erhöhter Rückstromgeschwindigkeit herausbilden. Diese Tendenz bleibt im Prinzip auch mit zunehmender Kanalbreite erhalten. Im Gegensatz zu geringeren Fahrwasserbreiten treten jedoch im Bereich des Bugs Veränderungen im Wasserspiegel- und Strömungsverlauf ein. In Abbildung 10 sind als Beispiel die Wasserspiegellagen sowie einige Strömungsprofile neben dem Schiff für die größte untersuchte Kanalbreite $b = 31,25 \text{ m}$, die Wassertiefe $2,5 \text{ m}$ und die Schiffsgeschwindigkeit $10,41 \text{ km h}^{-1}$ aufgetragen. Weitere grundsätzliche Wandlungen in der Verteilung der Verdrängungsströmung ergeben sich aus den mit steigender Wassertiefe zu verzeichnenden Veränderungen des Wellenbildes.

3.12 Kritik der Berechnungsverfahren zur Ermittlung der maximalen Rückstromgeschwindigkeiten und Niveauabsenkungen

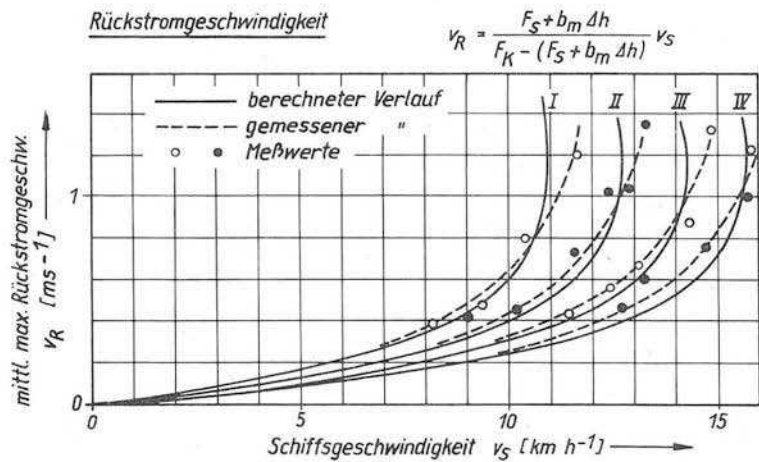
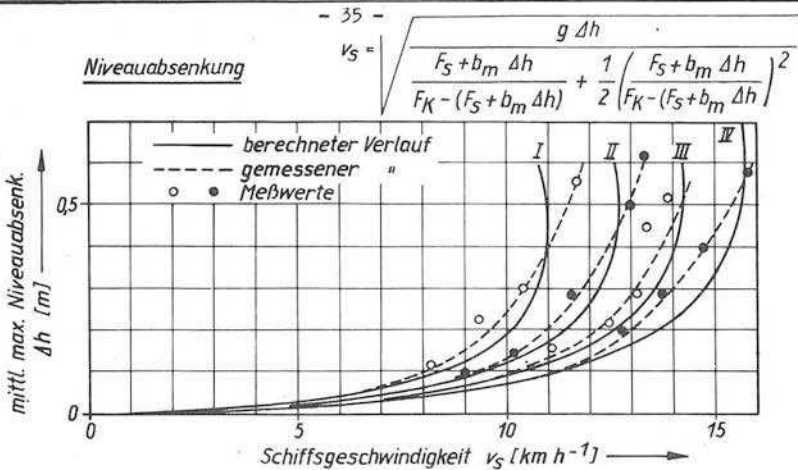
Den Berechnungsverfahren zur Ermittlung der im kleinsten Durchflußquerschnitt im Bereich eines im Kanal fahrenden Schiffes auftretenden mittleren maximalen Wasserspiegelabsenkungen Δh und Rückstromgeschwindigkeiten v_R liegt die Annahme eines stationären Strömungszustandes relativ zum Schiff zu Grunde. Aus der BERNOULLI'schen Gleichung und dem Kontinuitätsgesetz folgen für Δh und v_R die Beziehungen:

$$v_s = \sqrt{\frac{g \Delta h}{\frac{F_s + b_m \Delta h}{F_K - (F_s + b_m \Delta h)} + \frac{1}{2} \left(\frac{F_s + b_m \Delta h}{F_K - (F_s + b_m \Delta h)} \right)^2}} \quad (1)$$

und

$$v_R = \frac{F_s + b_m \Delta h}{F_K - (F_s + b_m \Delta h)} v_s \quad (2)$$

[9] [10]. Darin bezeichnen: F_K den Kanalquerschnitt, F_s den eintauchenden Hauptspantquerschnitt, b_m die mittlere Kanalbreite (für rechteckige Kanäle $b_m = b$), v_s die Schiffsgeschwindigkeit und g die Schwerebeschleunigung. Die Beziehungen (1) und (2) gelten im unterkritischen Geschwindigkeitsgebiet.



	I	II	III	IV
h [m]	2,50	3,00	3,50	4,00
n	9,70	11,65	13,59	15,53
h_S [m]	1,75	1,75	1,75	1,75
h/h_S	1,43	1,72	2,00	2,29

Abb. 11
Berechnete und gemessene mittlere maximale Niveauabsenkungen und Rückstromgeschwindigkeiten neben einem Finow-Maß-Kahn in einem 31,25 m breiten rechteckigen Kanal

Der Vergleich der nach (1) und (2) erhaltenen Berechnungsergebnisse mit den entsprechenden Meßergebnissen ist in Abbildung 11 für $b = 31,25 \text{ m}$ durchgeführt. Danach wird nur bei kleinen Fahrgeschwindigkeiten eine gute Übereinstimmung zwischen den theoretischen Werten und den Meßwerten erreicht. Mit dem Beginn des steileren Anstiegs der Funktionen $\Delta h = f(v_g)$ und $v_R = f(v_s)$ liefern die Beziehungen (1) und (2) gegenüber den tatsächlichen Δh und v_R stets zu niedrige Werte. Die Abweichungen nehmen bei konstantem Breitenverhältnis mit wachsender Wassertiefe erheblich zu. Diese Tendenz ist auf die Veränderungen des Wellenbildes neben dem Schiff in Abhängigkeit von der Tiefenzahl zurückzuführen. Aus den angestellten Strömungsmessungen wurden empirische Korrekturfunktionen abgeleitet, so daß auch bei größeren Wassertiefen eine zuverlässige theoretische Abschätzung der mittleren extremen Strömungsverhältnisse möglich ist.

3.13 Kritische Geschwindigkeitsgrenzen

Der Übergang vom unterkritischen zum überkritischen Geschwindigkeitsgebiet ist durch den Wechsel des Fließzustandes der Verdrängungsströmung von "Strömen" in "Schießen" gekennzeichnet. Von einer bestimmten Schiffsgeschwindigkeit an kann, da die Durchlaßfähigkeit des unter und neben dem Schiff freibleibenden Abflußquerschnitts erschöpft ist, nicht mehr die gesamte auf das Schiff zuströmende Wassermenge unterkritisch am Schiffskörper vorbeigeführt werden. Ein vollständiger Abfluß setzt den Umschlag des Strömungszustandes voraus. Dieser Fließwechsel baut sich instationär auf. Er ist von den örtlichen Strömungsverhältnissen im Bereich des Schiffes abhängig und setzt zunächst an den Stellen des freibleibenden Durchflußquerschnittes ein, an denen die größten örtlichen Rückstromgeschwindigkeiten und Niveauabsenkungen auftreten [1] [4]. Das nicht am Schiffskörper vorbeifließende Wasser wird bei einer weiteren Steigerung der Fahrgeschwindigkeit vor dem Schiffsbug aufgestaut. Die instationäre Aufstockung der Bugwelle setzt sich bis zu der Schiffsgeschwindigkeit fort, für die nach dem Erreichen eines kritischen Gefälles der Fließwechsel an jedem Punkt unter und neben dem Schiff vollzogen ist. Überkritisch fließt wieder die gesamte zuströmende Wassermenge ab. Es herrschen relativ zum Schiff - ebenso wie im unterkritischen Geschwindigkeitsbereich - stationäre

Strömungsverhältnisse.

Die durch die Änderung des Strömungszustandes charakterisierte Grenzgengeschwindigkeit stellt die Stau- oder Einzelwellengeschwindigkeit dar. Sie ist im Kanal eine Funktion der Schwerebeschleunigung, der örtlichen Wassertiefe und der im Kanalbett vorhandenen Grundströmung [11]. Analog zur SCOTT-RUSSELLschen Beziehung für die Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Einzelwellen (solitary waves) errechnen sich die kritischen Schiffsgeschwindigkeiten $v_{s \text{ krit}}$ im Kanal nach dem Ausdruck:

$$v_{s \text{ krit}} = \sqrt{gh_x} - v_{Rx} \quad (3)$$

wobei h_x die örtliche Wassertiefe an einem Punkt und v_{Rx} die zugehörige örtliche Rückstromgeschwindigkeit angibt. Das kritische Geschwindigkeitsgebiet beginnt bei der Fahrgeschwindigkeit, für die die aus (3) gebildete lokale FROUDEsche Tiefenzahl:

$$f_{hx} = \frac{v_s + v_{Rx}}{\sqrt{gh_x}} \quad (3a)$$

an irgendeiner Stelle im Bereich des Schiffes den Wert 1 annimmt, und es endet, wenn f_{hx} überall im Bereich des Schiffes größer als 1 geworden ist [3].

Die angestellten Modellversuche erfaßten nur den die Binnenschiffahrt vorwiegend interessierenden unterkritischen Geschwindigkeitsbereich sowie den Übergang zum kritischen Gebiet. Aus Abbildung 12 sind die aus den Meßergebnissen nach der Beziehung (3) errechneten kritischen Geschwindigkeitswerte für die Kanalbreite $b = 31,25$ m ersichtlich. Den Berechnungen wurden neben den örtlichen Extremwerten der Rückstromgeschwindigkeit und Niveauabsenkung auch die mittleren Strömungsverhältnisse im Profil größter mittlerer Wasserspiegelabsenkung zu Grunde gelegt, um Aussagen über die Fortpflanzung des Fließwechsels über den Durchflußquerschnitt zu erhalten. Die aus den Strömungsmessungen abgeleiteten kritischen Geschwindigkeitsgrenzen weichen erheblich von den z. Z. noch allgemein üblichen Angaben, die die kritische Geschwindigkeitsschranke bei der Kanalfahrt vom hydraulischen Radius unter Berücksichtigung des effektiven Kanalquerschnittes im Bereich des Schiffes abhängig

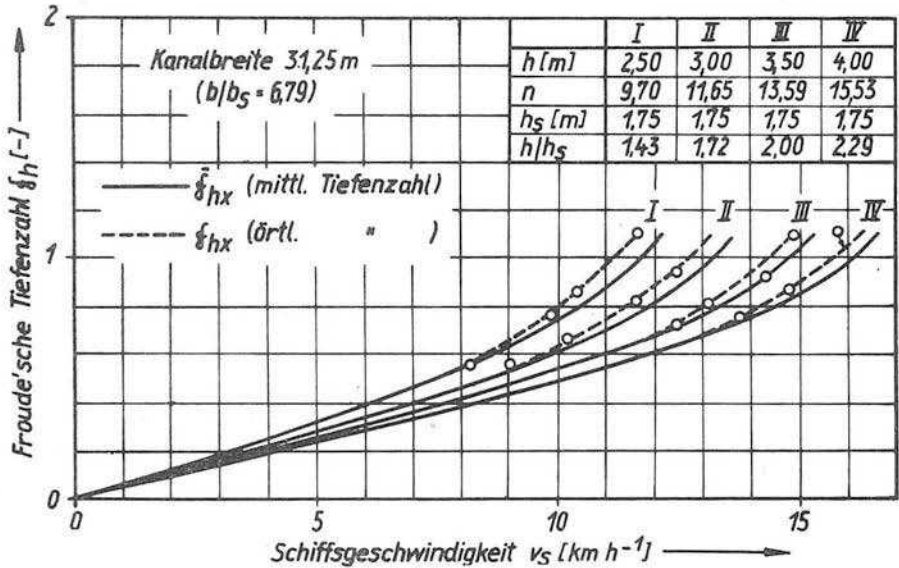


Abb. 12

Untere Grenze des kritischen Geschwindigkeitsgebietes für einen Finow-Maß-Kahn in einem 31,25 m breiten rechteckigen Kanal

machen [5] [12], ab [8]. Dies wird am Beispiel der Berechnung der in Kanälen zulässigen Fahrgeschwindigkeiten besonders deutlich. Abbildung 13 zeigt die unter Zugrundelegung einer in rechteckigen Kanälen mit unbefestigter Sohle statthaften Rückstromgeschwindigkeit von 1 m s^{-1} errechneten zulässigen Geschwindigkeiten eines Finow-Maß-Kahnes als Funktion des Tiefenverhältnisses für unterschiedliche Breitenzahlen. Werden die so ermittelten Grenzggeschwindigkeiten auf die kritischen Geschwindigkeiten bezogen, so ergeben sich Werte, die z. T. 100 % der Bezugsgröße erreichen.

Zusammenfassend gilt die Feststellung, daß eine physikalisch einwandfreie Erklärung des Kanaleffektes nur aus den örtlichen Strömungsverhältnissen abgeleitet werden kann.

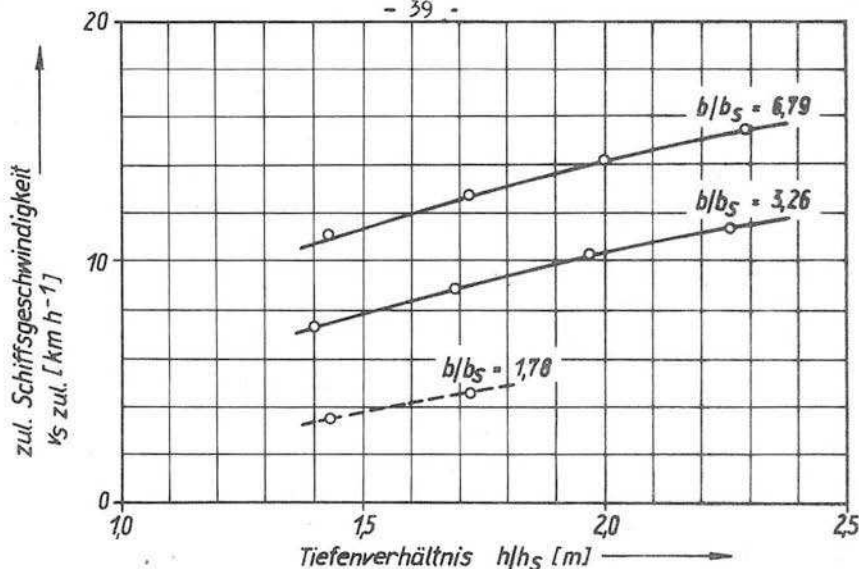


Abb. 13

Zulässige Fahrgeschwindigkeiten eines Finow-Maß-Kahnes in rechteckigen Kanälen unterschiedlicher Breite und Wassertiefe (statthafte Rückstromgeschwindigkeit 1 ms^{-1})

3.2 Trimm und Tauchung

In der Praxis taucht häufig die Frage nach den aus den Strömungsvorgängen bei der Kanalfahrt resultierenden Trimm- und Tauchungswerten auf. Während die Verdrängungsströmung in dem im Abschnitt 3.12 abgesteckten Rahmen theoretisch zu erfassen ist, existiert gegenwärtig noch kein befriedigendes Verfahren zur Ermittlung dieser beiden Größen. Nach MALJAR [13] kann die Einsinktiefe eines im allseitig begrenzten Wasser fahrenden Schiffes aus der mit der Schiffsgeschwindigkeit gebildeten Geschwindigkeitshöhe und dem Querschnittsverhältnis errechnet werden. KRIWOBOKOW [14] stellte jedoch fest, daß die aus dem in [13] angegebenen Ausdruck ermittelten Schiffsabsenkungen nur einem Drittel der tatsächlichen Werte entsprechen. Die Überprüfung des Berechnungsverfahrens anhand der aus den angestellten Modellversuchen vorliegenden Trimm- und Tauchungsmessungen führte zur Ableitung einer verbesserten Berech-

nungsformel. Danach ergibt sich die mittlere Einsinktiefen y des Schiffes aus der Beziehung:

$$y = A \frac{v_s^2 (n - 0,5)}{2g (n - 1)^2} \quad (4)$$

(n = Querschnittsverhältnis). Der Beiwert A (Abbildung 14) ist eine Funktion der kritischen Geschwindigkeit, die zugleich die obere Grenze des Anwendungsbereiches des Ausdruckes (4) darstellt.

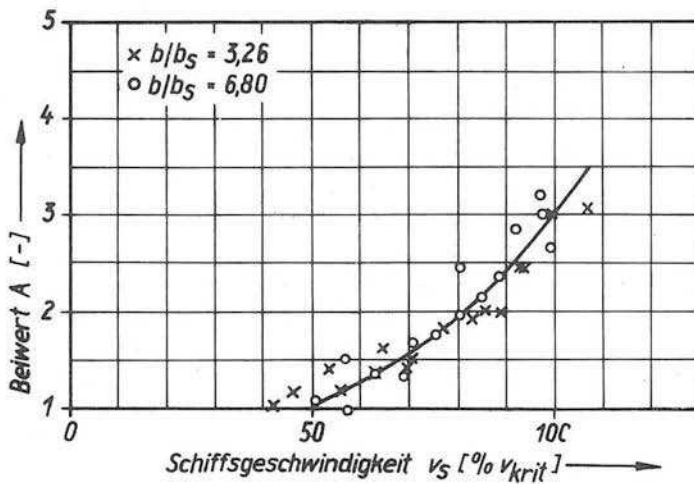


Abb. 14

Beiwert A zur Berechnung der Einsinktiefen von Schiffen bei der Kanalfahrt nach der Beziehung

$$y = A \frac{v_s^2 (n - 0,5)}{2g (n - 1)^2}$$

	I	II	III	IV
h [m]	2,50	3,00	3,50	4,00
n	9,70	11,65	13,59	15,53
h_s [m]	1,75	1,75	1,75	1,75
h/h_s	1,43	1,72	2,00	2,29

○ Bug ○ Heck
 □ " ■ "
 △ " ▲ "
 ▼ " ▼ "

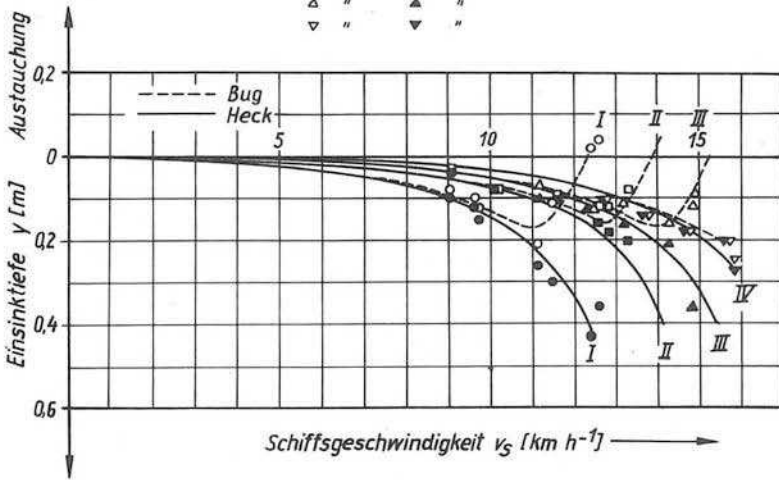


Abb. 15

Trimmlagen eines Finow-Maß-Kahnes in einem 31,25 m
breiten rechteckigen Kanal

Oberhalb dieser Grenze hat die Angabe einer mittleren Schiffsabsenkung wegen der starken Zunahme der Vertrimmung des Schiffes keine praktische Bedeutung mehr. Abbildung 15 zeigt den entsprechenden Verlauf der Trimm- und Tauchungswerte für $b = 31,25$ m. Bemerkenswert ist, daß die aus Abbildung 15 ersichtlichen Schiffsgeschwindigkeiten, bei denen das Divergieren der Absenkungswerte von Bug und Heck einsetzt, genau mit den nach (3) errechneten kritischen Geschwindigkeiten übereinstimmen.

3.3 Schiffswiderstand

Im Rahmen der vorliegenden Darstellung können die Ergebnisse der Widerstandsuntersuchungen nur kurz gestreift werden. Die Überprüfung der Berechnungsverfahren zur Ermittlung des Reibungswiderstandes im Kanal, denen allgemein die nach den Beziehungen (1) und (2) bestimmten mittleren extremen Strömungsverhältnisse zu Grunde gelegt werden [15], ergab im Übergangsbereich zum kritischen Geschwindigkeitsgebiet größere Abweichungen gegenüber den tatsächlichen Verhältnissen. Man erhält wesentlich zu hohe Reibungsanteile. Diesem Ergebnis kommt praktische Bedeutung zu, da die zulässigen Fahrgeschwindigkeiten in rechteckigen Kanälen die kritische Geschwindigkeit z. T. überschreiten. An Hand der Ergebnisse der Widerstandsmessungen wurde weiter die Genauigkeit der bekannten Näherungsformeln für die Größe des Schiffswiderstandes überprüft. Derartige Methoden sind für den Wasserbauingenieur, dessen Aufgabe es ist, die teilweise gegensätzlichen Forderungen der Schifffahrt und der Kanalunterhaltung an die Wasserstraße bei Baumaßnahmen in einer optimalen Kompromißlösung zu vereinigen, von großem Interesse. Diese Untersuchungen führten zu dem Ergebnis, daß nur die GEBERSchen Widerstandsformeln [16] mit guter Näherung angewandt werden können. Dabei sind die zu erzielenden Genauigkeiten bei geringen Querschnittsverhältnissen am größten. Mit steigenden Kanalabmessungen nimmt die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse ab. Als obere Grenze des Anwendungsbereiches der Formeln ergibt sich ein Querschnittsverhältnis von etwa 7.

4. Schlußbemerkung

Die im vorliegenden Beitrag mitgeteilten Untersuchungsergebnisse stellen einen kurzen Abriss einer z. Z. noch nicht beendeten umfassenderen Bearbeitung des Kanalproblems dar. Aus diesem Grunde kann-

te noch keine vollständige Darstellung der erzielten Ergebnisse, sondern nur ein zusammenfassender Überblick über Zielsetzung und Arbeitsrichtung der von der Forschungsanstalt durchgeführten Forschungsarbeiten vermittelt werden.

Literaturverzeichnis

- [1] FUEHRER, M.: Geschwindigkeitsverteilung unter und neben dem Schiff. Forschungsbericht der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin, 1962 (unveröffentlicht)
- [2] FUEHRER, M.: Schiffswiderstand und Rückstromgeschwindigkeit. Forschungsberichte der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin, 1963 (unveröffentlicht)
- [3] SCHUSTER, S.: Untersuchungen über Strömungs- und Widerstandsverhältnisse bei der Fahrt von Schiffen auf beschränktem Wasser. Jahrbuch STG, Bd. 46, 1952
- [4] KREITNER, J.: Über den Schiffswiderstand auf beschränktem Wasser. Werft-Reederei-Hafen, 15 (1934) Nr. 7
- [5] HELM, K.
MÖCKEL, W.
WÖLTJING, O.: Über die gegenseitige Beeinflussung von Schiffen und Kanälen. Mitteilungen der Hannoverischen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Nr. 4, 1953
- [6] STURTZEL, W.
SCHMIDT-STIEBITZ, H.: Bei Flachwasserfahrten durch die Strömungsverteilung am Boden und an den Seiten von Schiffen stattfindende Beeinflussung des Reibungswiderstandes von Schiffen. Forschungsberichte des Wirtschafts- und Verkehrsministeriums Nordrhein-Westfalen, Nr. 366, Köln-Opladen, 1957
- [7] STURTZEL, W.
SCHMIDT-STIEBITZ, H.: Örtliche Geschwindigkeitsverteilung an den Seiten und am Boden von Schiffen bei Flachwasserfahrten. Forschungsberichte des Wirtschafts- und Verkehrsministeriums Nordrhein-Westfalen, Nr. 691, Köln-Opladen, 1959
- [8] FUEHRER, M.: Der gegenwärtige Entwicklungsstand der Mikroflügel und ihre Anwendung im wasserbaulichen Versuchswesen sowie in der praktischen Hydrometrie.

Mitteilungen der Forschungsanstalt für
Schiffahrt, Wasser- und Grundbau,
Schriftenreihe Wasser- und Grundbau,
H. 8, Berlin, 1963

- [9] GLAZIK, G.: Theoretische und modellmäßige Untersuchungen über die Wechselbeziehungen zwischen Schiff und Kanal. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser- und Grundbau, Schriftenreihe Wasser- und Grundbau, H. 2, Berlin, 1962
- [10] KREY, H.: Fahrt der Schiffe auf beschränktem Wasser. Veränderter Sonderdruck aus der Zeitschrift "Schiffbau", Berlin, 1913
- [11] FUEHRER, M.: Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Wellen in Abhängigkeit vom Kanalprofil. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser- und Grundbau, H. 4, Berlin, 1962
- [12] HELM, K.: Über den Einfluß von Form und Größe des Wasserquerschnitts sowie der Schiffsförm, der Geschwindigkeit und der Art des Antriebes auf die Gestaltung eines künstlichen Wasserlaufs. Studien zu Bau- und Verkehrsproblemen der Wasserstraßen, Offenbach, 1949
- [13] MALJAR, J.: Die Grundberührung von Schiffen bei der Kanalfahrt. Morskoj flot, 19 (1959) Nr. 2
- [14] KRIWOBOKOW, A.: Über die Tiefgangsvergrößerung der Schiffe bei der Kanalfahrt. Morskoj flot, 20 (1960) Nr. 12
- [15] HENSCHKE, W.: Schiffbautechnisches Handbuch. Bd. 1, 2. Aufl., Berlin, 1957
- [16] SCHOKLITSCH, A.: Handbuch des Wasserbaus. Bd. 2, 2. Aufl., Wien, 1952

3/ Dk 626.35 Uferbefestigung
626.41 : Uferschutz

Hydraulische Gesichtspunkte bei der Wahl von Ufer-
befestigungen für Binnenwasserstraßen

Dipl.-Ing. Günter Glazik

S. 48 - 85 , 37 Qu.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung
 2. Erscheinungen bei der Fahrt von Schiffen auf beschränktem Wasser
 3. Einfluß der Schifffahrt auf die Gestaltung des Querschnitts der Wasserstraße
 4. Einwirkungen auf die Ufer einer Wasserstraße und Rückwirkungen der Art der Uferbefestigung auf den Betrieb
 - 4.1 Einfluß der Verkehrsabwicklung bzw. der Betriebsverhältnisse
 - 4.2 Hydrodynamische Einwirkungen auf die Ufer einer Wasserstraße
 - 4.3 Auswirkungen der Rauigkeit der Böschungsbefestigung
 - 4.31 Einfluß der Rauigkeit auf den Abfluß
 - 4.32 Einfluß der Rauigkeit auf die Auflaufhöhe der Wellen
 - 4.33 Einfluß der Rauigkeit auf den Schiffswiderstand
 5. Rechnerische Ermittlungen zur Bemessung der Böschungsbefestigungen
 6. Schlußbemerkungen
- Literaturverzeichnis

1. Einleitung

In dem Bestreben, technisch möglichst gute und wirtschaftlich günstige Uferbefestigungen zu schaffen, gelangten in den letzten Jahren im Bereich unserer Wasserstraßenverwaltung in zahlreicheren Versuchsstrecken verschiedenartige Bauweisen zur Ausführung. Wie jede andere Baukonstruktion kann auch eine Uferbefestigung nur dann die in sie gesetzten Erwartungen erfüllen, wenn sie den auftretenden Beanspruchungen entspricht. In der Vergangenheit hat man sich meist mit der Feststellung begnügt, daß eine genauere Ermittlung und rechnerische Erfassung der angreifenden Kräfte kaum möglich sein dürfte. In der letzten Zeit wurden von verschiedenen Institutionen der internationalen Fachwelt diesbezügliche theoretische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt, welche Grundlagen für die Entwicklung technisch und ökonomisch optimaler Uferbefestigungen liefern sollten. Die Abteilung Wasserbau und Schifffahrt der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau hat in den letzten Jahren in mehreren Forschungsarbeiten gleichfalls die Wechselwirkungen zwischen Schiff und Wasserstraße untersucht.

In dem folgenden Beitrag wird gezeigt, in welchen Wechselbeziehungen die Wahl der Uferbefestigung zum Querschnitt der Wasserstraße und dem auf dieser abgewinkelten Verkehr steht. Es wird ein Überblick gegeben über den derzeitigen Stand der wissenschaftlichen Erkenntnisse und die Möglichkeiten ihrer Anwendung in der Praxis. Dabei wird aufgezeigt, welche speziellen Fragen noch einer weiteren Erforschung bedürfen, um praktisch verwertbare theoretische Grundlagen für die Wahl und Bemessung zweckmäßiger Uferbefestigungen zu schaffen.

2. Erscheinungen bei der Fahrt von Schiffen auf beschränktem Wasser

Sowohl der Einfluß des Schifffahrtsbetriebes auf die Gestaltung des Querschnitts als auch seine Wirkungen auf die Uferbefestigung ergeben sich aus den hydrodynamischen Vorgängen bei der Fahrt eines Schiffes auf beschränktem Wasser. Das Schiff ruft im durchfahrenen Wasser Gleichgewichtsstörungen in Form von

Druckdifferenzen hervor, welche als Roll-, Quer- und Stauwellen, in dem wirbeldurchsetzten Kielwasser, in dem Rückstrom der vom Schiff verdrängten Wassermenge sowie in dadurch bedingten Wasserspiegelabsenkungen sichtbar in Erscheinung treten. Eine genaue Analyse des Einflusses des beschränkten Fahrwassers müßte von den Veränderungen der beiden Drucksysteme der Verdrängungsströmung und der Oberflächenwellen durch die Fahrwasserbegrenzung unter Berücksichtigung der Trimmlage des Schiffes ausgehen. Leider sind wir mit unseren heutigen Erkenntnissen noch nicht in der Lage, diesen in seiner Gesamtheit dreidimensionalen hydrodynamischen Vorgang theoretisch exakt zu zergliedern und zu formulieren. Die bisherigen Untersuchungsergebnisse vermitteln jedoch bestimmte Erkenntnisse über die Zusammenhänge zwischen Fahrwasserquerschnitt und Schiffahrtsbetrieb; aus den dabei auftretenden Erscheinungsformen der Wasserbewegung lassen sich die Wirkungen auf die Querschnittsbegrenzung in ihren einzelnen Anteilen deuten. Neben dem Schraubenstrahl sind dies die Schiffswellen und der Rückstrom einschließlich der damit verbundenen Wasserspiegelabsenkung.

Der Rückstrom im beschränkten Fahrwasser sowie die Wasserspiegelabsenkung infolge der Beschleunigung des zurückströmenden Wassers können an Hand von KREY [20] angegebener Grundlagen - Ansatz der BERNOULLI'schen Gleichung - rechnerisch behandelt werden.

Nach KREY ergibt sich die Absenkung zu

$$\Delta h = \frac{1}{g} (v_r v_s + \frac{v_s^2}{2}) \quad (1)$$

und die Rückstromgeschwindigkeit zu

$$v_r = \frac{F_s + b_m \cdot h}{F_k - (F_s + b_m \cdot h)} v_s \quad (2)$$

Darin bedeuten:

- v_s = Schiffsgeschwindigkeit gegenüber dem Ufer;
- v_r = Rückstromgeschwindigkeit gegenüber dem Ufer;
- h = Wasserspiegelabsenkung;
- b_m = mittlere, auf die Spiegelabsenkung entfallende Kanalbreite;

F_k = normaler Wasserquerschnitt des Kanals;
 F_s = eingetauchter Hauptspantquerschnitt des Schiffes;
 g = Erdbeschleunigung.

Wie die Gl. (1) und (2) zeigen, sind die Werte der Rückstromgeschwindigkeit und der Absenkung gegenseitig voneinander abhängig. Daher lassen sich beide unbekannte Größen nicht ohne weiteres explizit berechnen. Zur Lösung der Gl. (1) und (2) wurden verschiedene graphische Methoden [15], [20] und rechnerische Ansätze [8] entwickelt. Messungen in der Natur und bei Modellversuchen ergaben die praktische Brauchbarkeit der KREY'schen Ansätze. In einer größeren Zahl von Veröffentlichungen, z. B. [8], [16] und [23], welche interessante Einzelheiten enthalten, wurden für verschiedene Verhältnisse Berechnungen an Hand dieser Formeln durchgeführt und daraus Folgerungen für spezielle Fälle oder auch Verallgemeinerungen gezogen. Grundlegende Schlußfolgerungen, belegt an Hand von Beispielen, wurden bereits von KREY gezogen. Als wesentlich ist der aus den Gl. (1) und (2) ersichtliche Einfluß der Wasserspiegelbreite auf die Rückstromgeschwindigkeit und Wasserspiegelabsenkung, welche mit dieser zunehmen, hervorzuheben.

Im beschränkten Fahrwasser tritt gegenüber unbeschränktem eine erhebliche Vergrößerung des Schiffswiderstandes auf, welche vor allem auf den verstärkten Rückstrom und die Veränderung der vom Schiff erzeugten Wellen zurückzuführen ist. Für die Berechnung des Schiffswiderstandes im beschränkten Wasser oder für die Umrechnung desselben aus den Werten für unbeschränktes Wasser gibt es verschiedene Verfahren, siehe u. a. [11], [15], [29], [30]. Als Beispiel sei hier die von HERNER und RUSCH [15] angegebene Umrechnungsart genannt, welche davon ausgeht, daß im beschränkten Wasser die mit dem Rückstrom erreichte Relativgeschwindigkeit ($v_s + v_r$) des Schiffes für die Widerstandsbildung in Frage kommt. Damit ergibt sich der Formwiderstand auf der Grundlage des quadratischen Widerstandsgesetzes zu

$$W_F = W_{F_\infty} \left(1 + \frac{v_r}{v_s} \right)^2 \quad (3)$$

In analoger Weise berechnet sich der Reibungswiderstand entsprechend dem FROUDEschen Reibungsgesetz zu

$$W_R = W_{R\infty} \left(1 + \frac{v_r}{v_s} \right)^{1,825} \quad (4)$$

($W_{F\infty}$ und $W_{R\infty}$ sind dabei jeweils die entsprechenden Widerstandsanteile im unbeschränkten Wasser.)

Der Rückstrom ruft auch am Kanalbett einen Reibungseffekt hervor, der eine Energieabgabe seitens des Schiffes erfordert. Der dementsprechende Widerstandsanteil wird auf der Grundlage des FROUDEschen Reibungsgesetzes erfaßt durch den Ansatz

$$W_K = \lambda_k \cdot L \cdot U \cdot v_r^{1,825} \quad (5)$$

Darin sind $L \cdot U$ die der Schiffslänge und dem benetzten Kanalumfang entsprechende, von der Rückstromgeschwindigkeit beaufschlagte Reibungsfläche und λ_k der von der Rauigkeit des Kanalbettes abhängige Reibungsbeiwert. . . .

Damit ergibt sich der totale Widerstand des Schiffes im Kanal zu

$$W_T = W_F + W_R + W_K \quad (6)$$

3. Einfluß der Schifffahrt auf die Gestaltung des Querschnitts der Wasserstraße

Wenn sich die folgenden Betrachtungen im wesentlichen auf Kanalquerschnitte beziehen, so deshalb, weil bei diesen künstlichen Wasserstraßen die jeweilige Gestaltung von vornherein beeinflußt werden kann. Bei den natürlichen Wasserstraßen sind die Querschnitte in den meisten Fällen unregelmäßiger, jedoch gelten auch dort die gleichen prinzipiellen Zusammenhänge.

Der Einfluß der Schifffahrt auf die Gestaltung des Querschnitts einer Wasserstraße drückt sich in zweierlei Hinsicht aus,

1. durch die Zusammenhänge zwischen Querschnitt und Schiffswiderstand,
2. durch die bautechnische Bewährung bzw. Standfestigkeit gegenüber den aus dem Schifffahrtsbetrieb resultierenden Beanspruchungen.

Beim Bau eines Schiffahrtskanales sind häufig Kompromißlösungen zwischen gegenläufigen Tendenzen zu treffen. Der für die Schifffahrt hydraulisch günstigste Querschnitt ist nicht ohne weiteres der bautechnisch rentabelste. Trotz zahlreicher und wertvoller vorliegender Untersuchungen über die Größe und Form des Querschnitts der Kanäle im Verhältnis zur Schiffsgröße und -form und die zuzulassenden Fahrgeschwindigkeiten ist bis jetzt noch keine restlose Klärung erfolgt [24]. Neben den theoretisch bzw. experimentell erfaßbaren Einwirkungen der Querschnittsbildung auf den Schiffswiderstand und damit auf einen wesentlichen Anteil der Betriebskosten ist nicht minder wichtig die Berücksichtigung der Beziehungen zu den Kosten der Bauausführung und der Unterhaltung und der Rückwirkung der Unterhaltungsarbeiten auf den Betrieb, was ein großes Maß von praktischen Erfahrungen voraussetzt.

Der Kanalquerschnitt muß sich nach den größten häufig vorkommenden Fahrzeugen, den sog. Regelschiffen, unter Berücksichtigung von Begegnungen und Überholungen und den dabei einzuhaltenden Sicherheitsabständen richten. Von seiten der Schifffahrt wird ein möglichst großer und widerstandsmäßig günstiger Querschnitt gewünscht. Durch systematische Modellversuche wurden einige Grundsätze für die zweckmäßigste Gestaltung von Kanalquerschnitten erarbeitet. Nach HELM [12] ist auf Grund der Ergebnisse systematischer Versuche, welche vor allem von der Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt (HSVA) durchgeführt wurden, von entscheidender Bedeutung das Verhältnis des Kanal- zum Schiffsquerschnitt ($n = F_K/F_S$), während erst in zweiter Linie sich die Form des Kanalquerschnitts auswirkt. Doch hat auch diese einen recht wesentlichen Einfluß. Bereits ENGLIS und GEBERS stellten fest, daß bei gleicher Wassertiefe und gleicher Querschnittsgröße das Profil mit der kleinsten Wasserspiegelbreite den geringsten Widerstand verursacht.

Auf die "schädliche Wirkung der Wasserspiegelbreite für den Schiffswiderstand und die Spiegelabsenkung" wies auf Grund theoretischer Betrachtungen und Naturbeobachtungen bereits KREY [20] hin, wobei er u. a. "die in geringer Tiefe unter Wasser liegenden Bankette" als "besonders ungünstig" herausstellte. An Hand des rechnerischen Vergleichs verschiedener Kanalquerschnitte kam KREY zu der Feststellung, daß im bestimmten "Falle die Form des

Querschnitts die Hauptrolle spielt, um den Kanal für die Schiffsbewegung günstig zu machen". Weiter wurde als wesentlicher Faktor das Verhältnis des Schiffstiefganges zur Wassertiefe erkannt. Von der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau durchgeführte umfangreiche Modellversuche zur Messung der Größe und Verteilung der Rückstromgeschwindigkeit führten zu denselben Ergebnissen [4], [5], [8]. Schifffahrtstechnisch ist also ein rechteckiger Querschnitt günstiger als ein Trapez- oder Muldenprofil. Jedoch ist baumäßig ein Rechteckprofil meist mit den größten Aufwendungen verbunden. Im allgemeinen dürfte das zweckmäßigste Profil die Muldenform sein. Nach den neueren Untersuchungen [12] sind - unter Berücksichtigung der Zunahme des Verkehrs - folgende Kanalabmessungen anzustreben: Muldenförmiger Kanalquerschnitt von mindestens dem 5,5-fachen, besser dem 6,0-fachen des eingetauchten Hauptspantquerschnittes; Kanalbreite in Schiffsbodenhöhe mindestens 3, besser 3,5 Schiffsbreiten; Wassertiefe mindestens das 1,75-fache, besser das 1,9-fache des Tiefgangs. Aus dem vorher Gesagten erhellt, daß aus schifffahrtstechnischen Gründen die Mulden- und Trapezform mit möglichst steilen Böschungen angelegt werden müßte. Dem setzen die Forderungen nach der Standfestigkeit der Böschungen eine Grenze.

Sowohl im Hinblick auf den Schiffswiderstand als auch auf den Angriff der Ufer traten bei den älteren kleineren Kanälen mit schwachem Verkehr kaum Schwierigkeiten auf. Die geringe Fahrgeschwindigkeit wirkte sich in jeder Weise günstig aus. Infolgedessen war der in der Herstellung einfache Trapezquerschnitt mit waagerechter Sohle und steiler, meist ungebrochener, teilweise mit einem kurz unter dem Wasserspiegel liegenden Bankett versehener Böschung von etwa 1 : 2 die Regel. Beobachtungen an von Schiffen mit Schraubenantrieb befahrenen Kanälen ergaben jedoch, daß sich der Trapezquerschnitt durch den Schifffahrtsbetrieb zu einem Muldenquerschnitt verformte. Die steilen Böschungsneigungen von 1 : 2 bis 1 : 2,5 haben sich im allgemeinen nur bei schwachem Verkehr als ausreichend erwiesen. Berechnungen ergeben, daß abgedeckte Böschungen an sich auch bei diesen Neigungen standfest sind, dagegen wird der Bestand der Böschungsabdeckung und danach der ihres Schutzes beraubten Böschung selbst durch die Einflüsse des Schifffahrtsbetriebes (Wellen, Strömungen) gefährdet. Dies trat mit der Zunahme des Verkehrs auf den Wasserstra-

Ben immer mehr in Erscheinung. In der Zeit der Entwicklung von Großschiffahrtskanälen - so wie auch noch heute - bestand die Böschungsabdeckung vorwiegend aus Steinschüttungen oder Packungen. Diese Befestigungsart hat sich im allgemeinen als die günstigste und wirtschaftlichste bewährt; um standfest zu sein, sind jedoch - wie die Erfahrung gezeigt hat - Böschungsneigungen von mindestens 1 : 3 erforderlich. Durch die Entwicklung neuer Bauweisen, insbesondere unter Verwendung von Bitumen, dürften in Zukunft auch für die schiffahrtstechnisch günstigeren steileren Böschungen die bautechnischen Voraussetzungen gegeben sein.

4. Einwirkungen auf die Ufer einer Wasserstraße und Rückwirkungen der Art der Uferbefestigung auf den Betrieb

4.1 Einfluß der Verkehrsabwicklung bzw. der Betriebsverhältnisse

Das Maß der Einwirkungen des Schifffahrtbetriebes auf die Ufer einer Wasserstraße ist abhängig von der Verkehrsdichte und der Struktur der Schifffahrt.

Durch die Beschleunigung des Verkehrs infolge Motorisierung der Binnenflotte steigen die Anforderungen an die Querschnittsabmessungen und den Uferschutz. Es treten nicht nur Begegnungen auf, sondern beim gemischten Verkehr mit schnell fahrenden Selbstfahrern und langsam fahrenden Schleppzügen auch Überholungen. Abgesehen von der quantitativen Steigerung der Beanspruchung der Ufer bei größerer Verkehrsdichte rückt der Verkehr mit zunehmender Anzahl von Begegnungen und Überholungen immer dichter an die Ufer. Einen zahlenmäßigen Eindruck von diesen Verhältnissen gewinnt man, wenn man an Hand der Schiffsgeschwindigkeiten und Schleusenkapazitäten die Zeitdauer für das Überholen und Begegnen berechnet. Danach ergab sich z. B. bereits vor über 30 Jahren für den Weser-Nelbe-Kanal für das Begegnen von Schleppzügen, daß sie auf rd. 1/4 ihrer Reise neben solchen mit entgegengesetzter Richtung fahren mußten [10]. Rechnet man als weiteres Beispiel für die untere Havel mit 6 Selbstfahrern einer Schleusung und nimmt an, daß sie entsprechend ihrer unterschiedlichen Fahrgeschwindigkeit eine Fahrstunde von der Schleuse entfernt einen durchschnittlichen Fahrzeugabstand von 500 m haben, so werden bei Begegnung des Pulks mit einem Selbstfahrer gleicher Geschwindig-

keit rd. 1,5 km außerhalb der Fahrwassermitte zurückgelegt; die Begegnung mit einem langsameren, langen Schleppzug erfordert häufig noch das Vermindern der Eigengeschwindigkeit und führt damit zu einer Fahrstrecke außerhalb der Fahrwassermitte von etwa 2,5 km. Ähnlich sieht es bei Überholungen aus. Wenn man eine durchschnittliche Geschwindigkeit der Schleppzüge von 5 bis 7 km/h und der Motorschiffe von 7 bis 9 km/h annimmt, erfordert die Überholung eines Schleppzuges durch einen Selbstfahrer mindestens 1/4 Stunde Zeit und nimmt rd. 2 km Streckenlänge in Anspruch. Die Binnenwasserstraßen-Verkehrsordnung sieht für einzelne Wasserstraßen Überholverbote bzw. -beschränkungen und Geschwindigkeitsbegrenzungen beim Überholen aus Sicherheitsgründen für die Schifffahrt sowie im Interesse des Uferschutzes vor.

Die Tendenz in der Weiterentwicklung der Binnenschifffahrt besteht bereits seit Jahren in einer Zunahme des Anteils der Selbstfahrer (Abb. 1). Die perspektivische Entwicklung der Binnenschifffahrt der DDR wird in Übereinstimmung mit der allgemeinen internationalen Entwicklungstendenz gekennzeichnet durch eine Abkehr von der konventionellen Schifffahrt, insbesondere dem Schleppzugverkehr, und die Einführung der Schubschifffahrt sowie den Einsatz schleppender bzw. schiebender Selbstfahrer. Es ist der Bau einer größeren Anzahl von Schubbooten und -präähmen vorgesehen. Die Schubboote erhalten als Antriebsorgane die sog. Z-Antriebe; durch die dabei erfolgende Steuerung mittels der Schraube erwächst ein verstärkter Uferangriff.

Die bisherigen Auswirkungen des Strukturwandels der Schifffahrt sind auf den verschiedenen Wasserstraßen der DDR unterschiedlich. Ein Teil der Wasserstraßen wird z. Z. nicht ausgelastet (z. B. mecklenburgische Wasserstraßen, Saale). In solchen Fällen finden Überholungen kaum und Begegnungen selten statt, so daß die Fahrzeuge überwiegend die Fahrwassermitte benutzen. Der Anteil der Selbstfahrer am Gesamtverkehr ist auf den verschiedenen Wasserstraßen ebenfalls unterschiedlich, jedoch ist im allgemeinen eine steigende Tendenz zu verzeichnen. Während auf verschiedenen Wasserstraßen der Anteil der Selbstfahrer noch bei nur 1/3 und darunter liegt (z. B. Oder-Havel-Kanal, Oder-Prepree-Kanal, Saale), sind es auf anderen Wasserstraßen bereits über 2/3 (z. B. untere Havel, untere Elbe, mecklenburgische Wasserstraßen).

Einige Beispiele sollen die Auswirkungen der verschiedenen Betriebsverhältnisse auf die Uferbefestigungen verdeutlichen. Auf der Strecke Brandenburg-Berlin (Brandenburger Havel und Sakrow-Paretzer-Kanal, kleinster Radius ca. 500 m, großer Querschnitt) wirkt sich der Einsatz der großen Motorgüterschiffe als Schlepper gut aus. Obwohl die Fahrgeschwindigkeit der Schleppzüge relativ hoch liegt, ist nur ein geringer Uferangriff zu verzeichnen. Diese Einsatzart ist für diese Strecke günstig. Dagegen macht sich auf der Strecke Brandenburg-Havelberg (Untere Havel) der Einsatz von Selbstfahrern als Schlepper sehr ungünstig bemerkbar. In den starken Krümmungen wird in dem Bemühen, die auf kurzem Kreuztau fahrenden ein oder zwei Anhänger mit herum zu bekommen, der Schraubenstrahl des Schleppfahrzeuges teilweise direkt auf die Deckwerke gelenkt. Der Uferangriff ist derart stark, daß man die Beschränkung auf einen Anhang erwägen müßte. In den hier relativ engen Querschnitten ist infolge der hohen Schiffsgeschwindigkeit die Rückstromgeschwindigkeit besonders groß und damit die Spiegelabsenkung; es entstehen Wasserspiegelschwankungen von etwa 1,5 m.

4.2 Hydrodynamische Einwirkungen auf die Ufer einer Wasserstraße

Bei der Fahrt eines Schiffes im beschränkten Wasser wirken auf die Querschnittsbegrenzung im wesentlichen der Rückstrom und die Schiffswellen, ferner direkte Angriffe des Schraubenstrahls.

Der Rückstrom wirkt auf die gesamte unter dem Wasserspiegel liegende Querschnittsbegrenzung. Die verschiedenen Bodenarten lassen, ohne auszukolken, verschieden starke Rückstromgeschwindigkeiten zu, bei leichtem Sand bis $v_x = 0,7 \text{ m/s}$ und bei grobem Kies und Mergel bis $v_x = 1,5 \text{ m/s}$ [13], [14]. Bei den meisten bisher bekannt gewordenen Untersuchungen wurde mit einer zulässigen Rückstromgeschwindigkeit $v_x = 1,00 \text{ m/s}$ gerechnet. In gleicher Weise sind Strömungen durch Abfluß, Schleusungs- und Kraftwerkswellen zu berücksichtigen. Größe und Verteilung der Rückströmung sind abhängig von der Lage des Schiffes im Querschnitt (z. B. bei Begegnungen und Überholungen) [4], [5]. Die Rückstromgeschwindigkeit an der Kanalsohle wird maßgebend durch den Propellerstrahl beeinflusst, auf den etwa 40 % entfallen [13], [14]. Über die Einwirkung des Propellerstrahls auf die Kanalsohle hat u. a. KREY eingehend berichtet [19]. Die Abbildungen 2 bis 4 zeigen Ergeb-

nisse von Versuchen mit einem Modell des Oder-Havel-Kanals im Maßstab 1 : 12,5 in der Versuchsanstalt Potsdam der Versuchsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau [28]. Der Schraubenstrahl bewirkt eine Vertiefung an den von ihm getroffenen Stellen der Sohle und neben denselben eine Auflandung. Beim Anfahren aus dem Stand findet ein verstärkter Angriff statt.

Der Rückstrom in seiner eigentlichen Form als Längsströmung (in Kanalrichtung) kommt vor allem auf die Sohle zur Auswirkung. Die infolge der Beschleunigung des zurückströmenden Wassers auftretende Spiegelabsenkung schreitet mit dem fahrenden Schiff mit dessen Geschwindigkeit fort. Neben dem vom Schiff ausgehenden System der Rollwellen wirkt daher auch der Rückstrom in Form der Absenkung mittelbar als mit der Schiffsgeschwindigkeit fortschreitende Welle. Bereits KREY stellte, u. a. bei Naturmessungen am Teltow-Kanal, fest, "daß die für die Ufer besonders schädliche Wasserspiegelschwankung hauptsächlich in einer Wasserspiegelsenkung besteht, welche durch die Erzeugung der Rückstromgeschwindigkeit bedingt ist, während die Ausläufer der Bug- und Heckwellen, die sich dieser Absenkung überlagern, allein die Größe der Absenkung lange nicht erreichen würden [20]", was auch durch neuere Messungen bestätigt wurde, siehe u. a. [8]. Diese Absenkungswelle stellt für die Uferböschung die stärkste der angreifenden Kräfte dar. Die eigentliche Ursache dieses Angriffes besteht in der plötzlichen Absenkung des Wasserspiegels an der Böschung, verbunden mit echter Strömung, wodurch das Wasser aus der Böschungsbefestigung und je nach Bodenart mehr oder weniger stark auch aus der Böschung selbst abfließt. ⁺⁾ Dabei werden feinere Teile der Befestigung und des Untergrundes mitgerissen, wenn sie nicht durch einen filterförmigen Aufbau der Deckung oder andere geeignete Bauweisen zurückgehalten werden. Durch die auftretenden dynamischen Kräfte wird an den Steinen gerüttelt, bis sie schließlich gelöst und aus dem Gefüge des Uferschutzwertes herausgerissen werden. Die geschilderte Wirkung der Absenkungswelle wird gewöhnlich als "Sog" bezeichnet, ein Ausdruck, der häufig für verschiedenste

⁺⁾ Die Standsicherheit von Böschungen aus nichtbindigen sowie aus bindigen Böden, die mit nichtbindigen Böden abgedeckt sind, ist gefährdet, wenn die Durchlässigkeit des nichtbindigen Bodens kleiner ist als die Absenkungsgeschwindigkeit des Wassers [37].

Formen der Wasserbewegung benutzt wird, ohne genau zu definieren, was darunter im physikalischen Sinne zu verstehen ist. Betrachtet man die als Sog bezeichneten Effekte, so kann man feststellen, daß damit im allgemeinen ein hydrodynamisch verursachter Unterdruck gemeint ist. Auf Abb. 5 wurden die Über- und Unterdruckgebiete an einer Uferböschung (Deckwerk an der Elbe) bei Vorbeifahrt eines Schiffes aus den visuell wahrnehmbaren Erscheinungen dargestellt. In den vorliegenden Ausführungen wird der Begriff Sog im Sinne der vorstehenden Definition verwandt. Da die als Druck und Sog wirkenden Schiffswellen von allen beteiligten Faktoren die wesentlichste Beanspruchung der Böschungsbefestigung verursachen, müssen theoretische Überlegungen zur Bemessung der Befestigung speziell von diesen ausgehen.

Aus den Abb. 6 und 7 geht der Einfluß der Querschnittsgestaltung auf die Größe der Wasserspiegelabsenkung hervor. Da diese Absenkung für die Uferböschung die stärkste der angreifenden Kräfte darstellt, wird damit der außer konstruktiven Gesichtspunkten vorhandene Einfluß der Querschnittsgestaltung auf die Uferbefestigung in hydrodynamischer Hinsicht illustriert. Abb. 8 zeigt die - qualitativ zu wertenden - Ergebnisse von modellmäßigen Kolkversuchen, welche der Ermittlung des Böschungsangriffs dienten. Ergänzend wurden Versuche mit außerhalb der Kanalmitte fahrenden Selbstfahrern auf verschiedenen Tiefgängen durchgeführt, wobei das Schiff stets soweit ausmittig fuhr, daß die Kanalböschung von der außenliegenden Schiffskimm während der Fahrt nahezu berührt wurde. Dabei waren die Auskolkungen am stärksten im Bereich der Kimm. Wird die Böschungsbefestigung also nicht weit genug herabgeführt, so besteht die Gefahr ihrer Unterspülung.

Die Größe der Schiffswellen ist wesentlich abhängig von der Schiffsgeschwindigkeit. Abb. 8 verdeutlicht den Einfluß der Schiffsgeschwindigkeit auf den Böschungsangriff, welcher nach Überschreiten einer bestimmten Geschwindigkeit stark wächst. Daher wird mit Rücksicht auf den Bestand der Wasserstraßen die maximal zulässige Fahrgeschwindigkeit durch Vorschriften begrenzt.

Auf dem XVIII. Internationalen Schiffahrtskongreß 1953 in Rom wurde z. B. in einem Bericht von JANSSEN und SCHIJF (Holland) festgestellt, "daß viele bestehende Kanäle einen Uferschutz auf-

weisen, der nicht mehr der neuzeitlichen Schifffahrt entspricht. In vielen Fällen ist daher eine Beschränkung der Geschwindigkeit erforderlich. Mit Rücksicht auf den Schutz der Ufer sollte vorgeschrieben werden, daß 90 % der Grenzggeschwindigkeit nicht überschritten werden dürfen [17]."

Wenn es durch Anwendung neuer Bauweisen (z. B. Bitumenverguß) gelingt, die Böschungsbefestigungen standfester zu gestalten, so erwachsen daraus wiederum Vorteile für den Schifffahrtsbetrieb in mehrfacher Hinsicht: Wie bereits erwähnt, wären einmal schifffahrtstechnisch günstigere Profile mit steileren Böschungen möglich, zum anderen können die mit Rücksicht auf den Bestand der Böschungen festgesetzten Geschwindigkeitsbegrenzungen heraufgesetzt werden; beide Faktoren bewirken eine Beschleunigung des Schifffahrtsbetriebes.

Einige Maßnahmen zur Verminderung der Schiffswellenhöhen sind evtl. noch auf schiffbaulichem Sektor vorstellbar. Wenn dadurch auch bestimmte Vorteile für den Wasserstraßenverkehr erreicht werden können, so wird doch auf längere Sicht der Verkehr mit hinsichtlich der Wellenbildung konventionellen Schiffstypen abgewickelt werden, auf deren ungünstigere Wirkungen auch der Schutz der Ufer unserer Wasserstraßen abgestellt werden muß.

4.3 Auswirkungen der Rauhgkeit der Böschungsbefestigung

Dieser Frage sei ein besonderes Kapitel gewidmet, da sie des öfteren diskutiert wird, ohne daß in der Praxis immer die Auswirkungen berücksichtigt werden. Jedoch sind dieselben auch theoretisch noch nicht völlig klar.

4.31 Einfluß der Rauhgkeit auf den Abfluß

Bekannt ist der Einfluß der Rauhgkeit der Wandungen eines Wasserlaufes auf den Abfluß. Nach der Formel von BRAHMS-CHEZY ist

$$v = c \sqrt{R J} \quad (7)$$

Darin sind:

- v = Fließgeschwindigkeit
- R = hydraulischer Radius
- J = Gefälle
- c = Rauhgkeitsbeiwert

Mit abnehmender Rauhhigkeit der Wandungen vergrößert sich der Beiwert c . Bleibt das Gefälle konstant, so ist dann für die Bewältigung des Abflusses nur noch eine kleinere Querschnittsfläche erforderlich, und es stellt sich eine entsprechend kleinere Wassertiefe ein. In vielen Fällen, z. B. bei Kraftwerkskanälen, wird eine möglichst kleine Rauhhigkeit angestrebt, um Gefälle bzw. Fallhöhe zu ersparen. Auch wenn sich das Gefälle ändert, ist mit gewissen Veränderungen der Wassertiefe zu rechnen. Jede Verringerung der Wassertiefe vermindert jedoch die Leistungsfähigkeit der Wasserstraße. Diese Zusammenhänge müssen berücksichtigt werden, wenn z. B. an den Ersatz von Uferbefestigungen aus Steinschüttung durch solche aus Betonplatten oder Asphaltdecken gedacht wird. Auf Abb. 9 sind zur Illustrierung Abflußkurven für einen Kanalquerschnitt (Regelquerschnitt für 1000 t-Schiff) bei verschiedenen Rauhhigkeiten dargestellt. Zur Vereinfachung der Berechnung wurde für Böschungen und Lohle gleiche Rauhhigkeit angenommen; bei Veränderung der Rauhhigkeit nur der Böschungen ist der Einfluß also geringer.

Die Berechnung wurde mit der Formel von FORCHHEIMER

$$v = \frac{1}{n} R^{0,7} J^{0,5} \quad (8)$$
$$(c = \frac{1}{n})$$

durchgeführt, da in dieser der Rauhhigkeitsbeiwert n nach GANGUILLET-KUTTER enthalten ist, welcher weiter unten auch für die Berechnung der Auflaufhöhe der Wellen verwendet wird. Die Verwendung der Ansätze der genannten Autoren stellt daher kein Urteil über ihre allgemeine Zweckmäßigkeit dar.

4.32 Einfluß der Rauhhigkeit auf die Auflaufhöhe der Wellen

Bekannt ist auch der Einfluß der Rauhhigkeit der Böschungen auf die Auflaufhöhe der Wellen. Hierüber sind in der jüngeren Vergangenheit eine größere Anzahl von Untersuchungen durchgeführt und veröffentlicht worden. Für die Auflaufhöhe wurden verschiedene Formeln aufgestellt. Seit Jahren bekannt ist die empirische Formel von DJUNKOWSKIJ [26]

$$H_{\text{Aufl.}} = 3,2 \cdot K \cdot H \cdot \tan \alpha \quad (9)$$

worin bedeuten

- $H_{\text{Aufl.}}$ = Auflaufhöhe der Wellen
- H = Wellenhöhe
- α = Böschungsneigung
- K = Koeffizient, abhängig von der Rauigkeit der Böschung

Von verschiedenen Autoren wurden Korrekturen bzw. Veränderungen der Formel vorgenommen; nach den verschiedenen Ansätzen ergeben sich unterschiedliche Werte der Auflaufhöhe. Für den vorliegenden Zweck qualitativer Betrachtungen sind diese Unterschiede belanglos, da in allen Formeln die Auflaufhöhe direkt proportional der Böschungsrauigkeit angegeben wird. Auch wenn für die Rauigkeitskoeffizienten verschiedene Werte angegeben werden, weichen dieselben im Prinzip kaum voneinander ab. Die Auflaufhöhe wird u. a. bedingt durch die "Schluckfähigkeit" der Deckung, d. h. der Fähigkeit derselben, die Welle durch "Aufsaugen" abzubauen, was insbesondere vom Porenvolumen oder mit anderen Worten von der Dichtigkeit der Böschungsoberfläche abhängt. Die angegebenen Koeffizienten kennzeichnen also nicht die Rauigkeit schlechthin (im Sinne von Oberflächenerhebungen), sondern die allgemeine Oberflächenbeschaffenheit der Böschung.

Unseren Betrachtungen wurde eine Tabelle zu Grunde gelegt, in welcher die Rauigkeitsbeiwerte nach GANQUILLET-KUPTLER verwendet wurden [31]. Unter Zugrundelegung dieser Werte wurden auf Abb. 10 die relativen Auflauhöhen bei verschiedenartigen Böschungsbefestigungen dargestellt, wobei die Höhe bei einer Befestigung aus Bruchsteinschüttung gleich 100 % angenommen wurde. Um Hinter-spülungen zu verhindern, müssen die Uferböschungen bis über die Höhe des Wellenaufbaus zuzüglich eines Sicherheitsmaßes befestigt werden; es sind Fälle bekannt geworden, wo Kanaluferbefestigungen von oben her zerstört wurden, weil dies nicht beachtet wurde. Die zu befestigende Böschungslänge über dem Wasserspiegel ist daher proportional der Auflaufhöhe. Wie aus Abb. 10 hervorgeht, ist z. B. bei Anwendung von Betonplatten diese Länge etwa doppelt so groß wie bei Bruchsteinschüttung. Dieser Punkt muß auch bei wirtschaftlichen Vergleichen verschiedener Uferbefestigungsarten beachtet werden.

4.33 Einfluß der Rauigkeit auf den Schiffswiderstand

Keine vollständige Klarheit besteht über den Einfluß der Rauigkeit der Böschungen auf den Schiffswiderstand.

ENGELS schreibt dazu in seinem "Handbuch des Wasserbaus" [2]:

"Die Brandungswellen werden lediglich durch die Bugwellen hervorgerufen und sind, gleichen Wasserquerschnitt vorausgesetzt, nur abhängig von der Form und der Geschwindigkeit der Schiffe. Sie machen eine durchgehende Befestigung der Ufer in der Ausdehnung ihres Wirkungsbereiches, der von ihrer Höhe abhängig ist, erforderlich. Bei der baulichen Ausbildung ist unter Beachtung der für Uferschutzbauten maßgebenden allgemeinen Gesichtspunkte noch Rücksicht zu nehmen auf den Schiffswiderstand, da dieser, wie an anderer Stelle gezeigt wurde, mit der Rauigkeit der Kanalwandung zunimmt. Es ist grundsätzlich unrichtig, der Uferbefestigung eine möglichst raue Oberfläche zu geben, da dann einmal fortwährend ein Teil der kinetischen Energie der brandenden Wassermasse sich auf dem Uferwerke selbst verzehren muß, wobei dieses stark angegriffen wird, und zum anderen die Brandungswellen stets aufs neue durch die Bugwelle des fahrenden Schiffes erzeugt werden müssen, was eine den Schiffswiderstand erhöhende Arbeitsleistung darstellt." In einer anderen Arbeit [3] spricht sich ENGELS für die Befestigung der Ufer von Schifffahrtskanälen mit Betonplatten aus, weil es "dabei von großer Bedeutung ist, daß gerade dieser befestigte Streifen eine möglichst glatte Außenfläche erhält, weil dadurch der Schiffswiderstand erheblich herabgemindert wird".

Im Gegensatz dazu wird z. B. in den vom VE Projektierungsbetrieb für Wasserstraßen im Jahre 1961 ausgearbeiteten "Empfehlungen für technische Bedingungen und Normen der Projektierung von Kanälen" die Forderung gestellt, daß "die Rauigkeit der Uferbefestigung möglichst groß sein soll."

In der neuen Literatur über die Wechselbeziehungen zwischen Schiff und Kanal finden sich keine Betrachtungen über den Einfluß der Rauigkeit der Böschungen auf den Schiffswiderstand. Obwohl ENGELS diesen Einfluß betont, gibt er in seinem Handbuch für die Berechnung des Schiffswiderstandes die bekannte Formel von GEBERS an,

in welcher ein Einfluß der Rauigkeit der Kanalwandungen nicht berücksichtigt ist. Bereits in Abschn. 2 wurde die von HERNER und RUSCH angegebene Umrechnungsart des Schiffswiderstandes von unbeschränktem Wasser auf Kanalverhältnisse angeführt. Gleichung (5) gibt einen Widerstandsanteil an, welcher daraus resultiert, "daß der Rückstrom auch am Kanalbett einen Reibungseffekt hervorruft, der eine gewisse Energieabgabe seitens des Schiffes erfordert [15]". Diese Auswirkung leuchtet ein, wenn man z. B. von der häufig herangezogenen Anschauung ausgeht, daß das Schiff am Ort feststeht (festgehalten wird) und das Wasser einschließlich der es begrenzenden Kanalwandungen mit der Geschwindigkeit $-v_g$ fortschreitet. Bei einer rauheren Kanalwandung ist dafür eine größere Energie aufzuwenden, was sich im Schiffswiderstand ausdrückt. Dagegen ist die von ENGELS vertretene These, daß der Schiffswiderstand durch den Abbau der Schiffswellen auf der Böschung und die angeblich dadurch erforderlich werdende Neuerzeugung der Wellen wächst, nicht ohne weiteres einzusehen. Das Schiff erzeugt diese Wellen sowieso, was sich im Anteil des Wellen- bzw. Formwiderstandes ausdrückt. Werden die Wellen von den Ufern reflektiert und treffen bei entsprechender Länge des Schiffes dieses wieder, so könnte sich das auf den Schiffswiderstand auswirken; dies steht jedoch nicht in unmittelbarem Zusammenhang mit der Energiebilanz in dem von ENGELS gemeinten Sinn.

Zur Veranschaulichung der möglichen Auswirkungen wurde ein Beispiel nach dem von HERNER und RUSCH angegebenen Verfahren durchgerechnet. Die Ausgangsdaten wurden von dem im Buch von HERNER und RUSCH enthaltenen Beispiel übernommen. "Der Beiwert λ_k ist naturgemäß von der Beschaffenheit des Kanalbettes abhängig; er dürfte aber im allgemeinen etwa mit 0,2 in Rechnung zu setzen sein [15]." Um trotz dieser nur einzelnen Zahlenangabe verschiedene Rauigkeiten vergleichen zu können, wurden die Beiwerte λ_k proportional zu den Rauigkeitsbeiwerten n nach GANGUILLET-KUTTER angesetzt, wobei der für durchschnittliche Verhältnisse angegebene Wert $\lambda_k = 0,2$ dem Wert $n = 0,030$ entspricht. Damit wurden die Betrachtungen über den Einfluß der Rauigkeit auf Abfluß, Wellenaufbauhöhe und Schiffswiderstand auf die gleiche Rauigkeitsskala bezogen. Die so erhaltenen Ergebnisse wurden auf Abb. 11 graphisch dargestellt.

Daraus ist ersichtlich, daß der aus der Reibung am Kanalbett resultierende Widerstandsanteil W_K in dem betrachteten Beispiel je nach Rauigkeit 5 bis 15 % des gesamten Schiffswiderstandes beträgt. Durch Verringerung der Rauigkeit des Kanalbettes wären also Verminderungen des Schiffswiderstandes von bis zu etwa 10 % möglich, ein für den praktischen Schiffahrtsbetrieb recht beachtlicher Betrag. Diese Tatsache in Verbindung mit den Unklarheiten der ENGELS'schen Version über den Einfluß der Rauigkeit der Uferböschungen auf den Schiffswiderstand sollte Anlaß sein, den tatsächlich vorhandenen Einfluß zu ergründen. Nach der ENGELS'schen Version müßte in derselben Richtung wie bei der Rauigkeit ein Einfluß der Neigung der Böschung vorhanden sein, da bei flacherer Neigung mehr und bei steilerer weniger Wellenenergie aufgezehrt wird. In der Tat wurde festgestellt, daß in Kanalprofilen gleicher Querschnittsfläche der rechteckige Querschnitt widerstandsmäßig am günstigsten und der trapezförmige Querschnitt am ungünstigsten sind, was jedoch auf die bei letzterem größere Wasserspiegelbreite zurückgeführt wird [14].

5. Rechnerische Ermittlungen zur Bemessung der Böschungsbefestigungen

Bereits einleitend war darauf hingewiesen worden, daß in den Fragen der Böschungsbefestigung bis heute mehr die praktische Erfahrung als die Theorie überwiegt. Besonders in der Sowjetunion wurden Untersuchungen durchgeführt, welche Unterlagen für rechnerische Ermittlungen zur Bemessung der Befestigungen schaffen sollten. Solche Bemessungsformeln wurden in amtlichen Richtlinien [35] und Normen [36] aufgenommen.

Es wurden bereits die rechnerischen Ansätze zur Ermittlung der Rückstromgeschwindigkeit angeführt. Die aus dem Abfluß, Schleunungs- und Kraftwerkswellen sowie der Rückströmung resultierenden Strömungsgeschwindigkeiten dürfen nicht ein solches Maß erreichen, daß durch die turbulente Strömung Schäden an der Böschungsdecke verursacht werden können. Es sind verschiedentlich Untersuchungen über die zulässigen Strömungsgeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Korngröße des anstehenden Materials durchgeführt worden. Von verschiedenen Autoren - z. B. KREY-ZSCHLISCHE [34], KNOTOC [18] - aufgestellte Formeln, aus denen dann umgekehrt auch die

bei bestimmten Strömungsgeschwindigkeiten erforderlichen Korngrößen berechnet werden können, ergeben z. T. stark voneinander abweichende Werte [7].

Praktische Erfahrungen aus neuester Zeit haben gezeigt, daß auf Grund dieser nicht eindeutigen Ergebnisse unterschiedliche Auffassungen über die für einen bestimmten Fall erforderlichen Korngrößen bestehen, woraus zu folgern ist, daß vor der Aufstellung von Normen, Richtlinien usw. die vorliegenden Berechnungsansätze genau zu überprüfen sind bzw. untersucht werden muß, ob sie für solche Zwecke überhaupt ausreichend sind.

Es war dargelegt worden, daß die stärkste angreifende Kraft für eine Uferböschung die Schiffswellen sind. Daher ist in den o. g. sowjetischen Richtlinien bzw. Normen versucht worden, hierfür rechnerische Unterlagen zu schaffen. Es bleibt zu überprüfen, welche Erfahrungen damit gemacht wurden und inwieweit diese Angaben zutreffende Ergebnisse liefern. Als Grundlage müssen die Abmessungen der Schiffswellen bekannt sein. In den vom Ministerium der Binnenflotte der UdSSR im Jahre 1955 herausgegebenen "Hinweisen für die Projektierung und den Betrieb von steinernen Böschungsbefestigungen der Erdstaudämme und Schiffahrtskanäle" [35] wird dafür die Formel von БОЖИЧ angegeben. In der aus dem Jahre 1960 stammenden "Bau-Norm 92-60": "Technische Bedingungen zur Bestimmung des Welleneinflusses auf See- und Flußbauwerke und Ufer" [36] wird eine andere Formel genannt. Die Ergebnisse dieser beiden Formeln weichen wesentlich voneinander ab. Nun könnte man der Meinung sein, daß die Formel der neueren Bau-Norm als zutreffender erachtet wurde und die ältere Formel von БОЖИЧ ersetzen sollte. In den letzten Jahren von der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau durchgeführte großmaßstäbliche Modellversuche ergaben jedoch starke Abweichungen auch von der neueren Formel [8], [25]. Diese Untersuchungen, welche speziell der Berechnung der wellenabmessungen aus den Kanal- und Schiffsabmessungen dienen sollten, sind noch nicht abgeschlossen. Die bei den Versuchen gemessenen Wellenhöhen liegen jedoch allgemein unter den Werten nach den sowjetischen Ansätzen, z. T. sehr erheblich.

In der "Bau-Norm 92-60" werden neben der Formel für die Wellenabmessungen noch solche für die Auflauf- und Rücklaufhöhe und für den Verlauf des Wellendruckes an der Böschung angegeben. Nach den "Hinweisen" [35] ist die Auflaufhöhe nach der Formel von DJUNKOWSKIJ, siehe Gl. (9), unter Verwendung von Korrekturfaktoren zu berechnen, ferner werden Ansätze zur Bestimmung der oberen und unteren Grenzen der Befestigung angegeben. Die "Hinweise" enthalten auch Formeln zur Berechnung der Stärke und Steinabmessungen von gepflasterten und geschütteten Böschungsabdeckungen. Diese bezügliche Untersuchungen sind vor allem für den Angriff von Meeresswellen ausgesetzte Bauwerke durchgeführt worden. Es entstand eine ganze Anzahl halbempirischer Berechnungsformeln. Am bekanntesten ist die Gleichung von IRIBARREN, weitere Formeln stammen u. a. von HUDSON, LARRAS, PYSCHKIN, JSBASCH und GOLDSTEIN. Die Formeln wurden zumeist in Modellversuchen überprüft oder daraus hergeleitet, auch wurden Untersuchungen an bestehenden Bauwerken durchgeführt. Sowohl die Meßwerte der verschiedenen Versuche als auch die Ergebnisse der einzelnen Berechnungsformeln zeigen untereinander sehr große Unterschiede [9], [22], so daß es schwierig erscheint, daraus eine bestimmte Formel als zutreffend auszuwählen. Daher wird z. B. von MAGENS [22] vorgeschlagen, aus Sicherheitsgründen Formeln anzuwenden, welche die höheren Werte liefern, also wahrscheinlich auf der "sicheren Seite" liegen. Für Asphaltdecken gibt ZITSCHER [32] ein Verfahren zur Bemessung der notwendigen Deckenstärke aus der Wellendruckbelastung an. Derselbe Autor hat kürzlich eine Analyse zur Bemessung von Außenböschungen scharliegender Seedeiche gegen Wellenbeanspruchung durchgeführt [33], welche evtl. auch für die Untersuchung von den Schiffswellen ausgesetzten Uferböschungen herangezogen werden kann. Die "Hinweise" des Ministeriums der Binnenflotte der UdSSR enthalten weiter Angaben über den Aufbau der Filterschichten unter den steinernen Böschungsabdeckungen. Durch systematische Forschungen in verschiedenen Ländern konnten sog. Filterregeln aufgestellt werden. Obwohl sich in der Literatur z. T. unterschiedliche Kriterien für die Filterberechnung finden [21], konnten jedoch dafür schon brauchbare Empfehlungen gegeben werden.

Zusammenfassend kann zur Möglichkeit der rechnerischen Bemessung von Böschungsbefestigungen festgestellt werden:

- a) Die Beanspruchungen aus dem Erddruck sind rechnerisch erfaßbar.
- b) Es liegen Ansätze zur Ermittlung der Eisbelastung vor, welche eine Vorstellung über die Größe der wirkenden Kräfte vermitteln [1], [27].
- c) Die Rückstromgeschwindigkeiten lassen sich für die Praxis genügend genau berechnen.
- d) Für den Aufbau von Filterschichten gibt es brauchbare Regeln.
- e) Für die Berechnung der bei einer bestimmten Strömungsgeschwindigkeit erforderlichen Steingrößen liegt eine Anzahl von Formeln vor, welche jedoch z. T. stark voneinander abweichende Werte ergeben.
- f) Dasselbe gilt für die wichtigste Art der Beanspruchung, nämlich den Angriff durch die Schiffswellen. Sowohl für die Abmessungen der Schiffswellen als auch die erforderliche Stärke und Steinabmessungen von gepflasterten und geschütteten Böschungsabdeckungen ergeben die dafür existierenden verschiedenen Formeln sehr unterschiedliche Werte.
- g) Auf Grund der unter e) und f) getroffenen Feststellungen stehen für die Aufstellung von Standards zur Festlegung der notwendigen Abmessungen der Böschungsbefestigungen keine eindeutigen Berechnungsergebnisse zur Verfügung. Es ist notwendig, auf diesen Gebieten weiterzuforschen. Bei der Aufstellung von Standards können die z. Z. vorhandenen Bemessungsformeln als Anhaltspunkte dienen; die endgültige Festlegung der notwendigen Abmessungen hat unter Berücksichtigung der praktischen Erfahrungen und eines vertretbaren Sicherheitsfaktors zu erfolgen.

6. Schlußbemerkungen

Im Endergebnis der kritischen Auswertung des vorliegenden Materials ist festzustellen, daß sich Möglichkeiten abzeichnen, die Probleme der Beanspruchung und damit der Bemessung von Böschungsbefestigungen auch theoretisch zu erfassen. Allerdings sind die bisherigen Erkenntnisse auf den einzelnen Teilgebieten meist noch nicht ausreichend, um die für eine praktische Anwendung erforderlichen quantitativen Angaben mit der zur einwandfreien Bemessung notwendigen Genauigkeit erhalten zu können. Ihren Ausdruck findet diese Tatsache in den z. T. starken Streuungen der quanti-

tativen Werte. Nichtsdestoweniger stellen die verschiedenen in dieser Richtung liegenden Arbeiten bereits einen wesentlichen Fortschritt dar, insbesondere, da sie auch methodische Hinweise vermitteln, auf welchen Wegen an die noch offenen Fragen herangegangen werden kann.

Die vorliegende Studie hatte das Ziel, das bereits Vorhandene zu sichten und die Aufgaben für die weitere zielgerichtete Forschung abzustecken. Sie beschränkte sich dabei im wesentlichen auf die Auswertung veröffentlichter Arbeiten und ließ in diesem Rahmen auch den internationalen Stand deutlich werden. Die Auswertung der in den letzten Jahren auch in der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau durchgeführten und z. T. noch nicht abgeschlossenen systematischen Untersuchungen über Rückstromgeschwindigkeit, Schiffswiderstand und Schiffswellen auch hinsichtlich der Probleme der Uferbefestigungen wird ebenfalls dazu beitragen, unsere Erkenntnisse auf diesem Gebiet der Hydraulik zu erweitern. Es besteht jedoch kein Zweifel, daß es, um wirkliche Fortschritte auf diesem Gebiet zu erzielen, noch weiterer spezieller Forschungen bedarf. Die Bestrebungen, die Fragen der Ufer- und besonders der Böschungsbefestigungen mehr als bisher theoretisch zu durchdringen, dienen dem Ziel, diese Bauwerke technisch einwandfrei und wirtschaftlich zu gestalten.

Literaturverzeichnis

- [1] BEIJASLEWSKIJ: Zur Frage der Eisbelastung auf die Betonabdeckung der Böschungen bei Schwankungen des Wasserspiegels. "Gidrotechnitscheskoje stroitelstwo", Moskau, Jg. 1962, Nr. 9, S. 44 (russ.).
- [2] ENGELS: Handbuch des Wasserbaues. Band II, 3. Auflage. Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig 1923.
- [3] ENGELS: Gutachten über Bauweisen des Deichinspektionsingenieurs Frh. Robert de Muralt zur Befestigung von Seedeich- und Dünenböschungen, von Kanalböschungen und zur Herstellung von Seebuhnen. Dresden, Mai 1911.
- [4] FUEHRER: Geschwindigkeitsverteilung unter und neben dem Schiff. Abschlußbericht zur Forschungsarbeit; Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin 1962 (unveröffentl.).
- [5] FUEHRER: Die Verteilung der Rückstromgeschwindigkeit bei Schiffsbegegnungen. Abschlußbericht zur Forschungsarbeit; Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin 1963 (unveröffentl.).
- [6] FUEHRER: Schiffswiderstand und Rückstromgeschwindigkeit. Abschlußbericht zur Forschungsarbeit; Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin 1964 (unveröffentl.).
- [7] GARBELCHT: Erfahrungswerte über die zulässigen Strömungsgeschwindigkeiten in Flüssen und Kanälen. "Wasser und Boden", Jg. 1961, Heft 5, S. 163.
- [8] GLAZIK: Theoretische und modellmäßige Untersuchungen über die Wechselbeziehungen zwischen Seeschiff und Seekanal. "Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Schriftenreihe Wasser- und Grundbau", Heft 2, Berlin 1962, S. 82.
- [9] GOLDSTEIN: Zur Frage der Berechnung der Schutzdecke einer Böschung aus Steinpäckung gegen Wellenschlag und Brandung. "Gidrotechnitscheskoje stroitelstwo", Moskau, Jg. 1956, Nr. 10, S. 32, (russ.).

- [10] GRIFF: Die Ausbildung der Regelquerschnitte bei den neuesten deutschen Binnenschiffahrtskanälen. "Deutsche Wasserwirtschaft", Jg. 1930, Nr. 5, S. 99.
- [11] GUTSCHL: Fortschritte in der Entwicklung des Binnenschiffes mit eigenem Antrieb. "Zeitschrift des VDI", Bd. 79, 1935, S. 1155.
- [12] HELM: Über den Einfluß von Form und Größe des Wasserquerschnittes sowie der Schiffsform, der Geschwindigkeit und der Art des Antriebes auf die Gestaltung eines künstlichen Wasserlaufes. Studien zu Bau- und Verkehrsproblemen der Wasserstraßen; Nr. 14. Herausgegeben vom Bundesverkehrsministerium, Offenbach 1949.
- [13] HELM und WÖLTINGER: Untersuchung der Beziehungen zwischen einerseits der Querschnittsgestalt, der Bodenbeschaffenheit, der Art der Auskleidung und der Verteilung der Strömungsgeschwindigkeiten in einem Wasserlauf und andererseits dem Fahrwiderstand, dem Wirkungsgrad der Schrauben und den zulässigen Geschwindigkeiten in bezug auf die Unterhaltungskosten des Wasserlaufes. Deutsche Berichte zum XVIII. Internationalen Schiffahrtskongreß Rom 1953. Herausgegeben vom Bundesverkehrsministerium, Bonn 1953.
- [14] HELM, MÖCKEL und WÖLTINGER: Über die gegenseitige Beeinflussung von Schiffen und Kanälen. "Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der TH Hannover". Heft 4, Hannover 1953, S. 69.
- [15] HERNER und RUSCH: Die Theorie des Schiffes. 5. Auflage, zweiter Druck. Verlagsbuchhandlung Dr. Max Jänecke, Leipzig 1944.
- [16] HOFFMANN: Die hydraulischen Grundlagen für die Bemessung und Gestaltung von Schiffahrtskanälen. "Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Verkehrswesen Dresden", Jg. 1961/1962, Heft 2, S. 521.

[17] ^{✓3} HANSEN und
SCHIJF:

Untersuchung der Beziehungen zwischen einerseits der Querschnittsgestalt, der Bodenbeschaffenheit, der Art der Auskleidung und der Verteilung der Strömungsgeschwindigkeiten in einem Wasserlauf und andererseits dem Fahrwiderstand, dem Wirkungsgrad der Schrauben und den zulässigen Geschwindigkeiten der Schiffe in bezug auf die Unterhaltungskosten des Wasserlaufes. Bericht zum XVIII. Internationalen Schiffahrtskongreß Rom 1953.

[18] KNOROS:

Eine noch zulässige Strömungsgeschwindigkeit zwecks Verhütung der Erosion von Wasserläufen in Lockergestein und die dabei maßgebenden Faktoren. "Mitteilungen des Wissenschaftlichen Allunions-Forschungsinstitutes für Hydrotechnik", Moskau-Leningrad, Bd. Bd. 59, 1958, S. 62, (russ.).

[19] KREY:

Modellversuche über den Schiffahrtsbetrieb auf Kanälen und die dabei auftretende Wechselwirkung zwischen Kanalschiff und Kanalquerschnitt. "Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens", Heft 107, Berlin 1911.

[20] KREY:

Fahrt der Schiffe auf beschränktem Wasser. Veränderter Sonderabdruck aus der Zeitschrift "Schiffbau", Jg. 1913, Nr. 12 bis 17.

[21] MACH:

Filter im Wasserbau. "Vodohospodarsky Casopis", herausgegeben von der Slowakischen Akademie der Wissenschaften, Bratislava, Bd. VI, Heft 2, 1958, S. 146, (tschech)

[22] MAGENS:

Seegang und Brandung als Grundlage für Planung und Entwurf im Seebau und Küstenschutz. "Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der TH Hannover", Heft 14, Hannover 1958, S. 168.

[23] NAKEL:

Ein Beitrag zur Ermittlung von Form und Größe des wasserführenden Querschnitts von Schiffahrtskanälen. "Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Bauwesen Cottbus", Jg. 1957/58, Heft 3, S. 113.

- [24] PRESSE: Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen.
Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn,
Berlin 1956.
- [25] RÖMISCH : Seeschiff und Seekanal.
Abschlußbericht zur Forschungsarbeit;
Forschungsanstalt für Schifffahrt,
Wasser- und Grundbau, Berlin 1964
(in Bearbeitung).
- [26] SCHANKLIN: Über die Höhe der Wellen an der Bö-
schung.
"Retschnoj Transport", Moskau,
Jg. 1953, Nr. 1, S. 23, (russ.).
- [27] SCHANKLIN: Einwirkung des Eises auf Betonabdek-
kungen von Böschungen.
"Gidrotechnitscheskoje stroitelstwo",
Moskau, Jg. 1960, Nr. 9, (russ.).
- [28] SCHINKE: Modellversuche über die gegenseitige
Beeinflussung von Schiff und Kanal.
Abschlußbericht zur Forschungsarbeit;
Forschungsanstalt für Schifffahrt,
Wasser- und Grundbau, Berlin 1959
(unveröffentl.).
- [29] SCHLICHTING und SCHIMMEL: Schiffswiderstand auf beschränkter
Wassertiefe (Widerstand von Seeschiffen
auf flachem Wasser).
Jahrbuch der Schiffbautechnischen
Gesellschaft, 35. Band, 1934, S. 127.
- [30] SCHUSTER: Untersuchungen über Strömungs- und
Widerstandsverhältnisse bei der Fahrt
von Schiffen in beschränktem Wasser.
Jahrbuch der Schiffbautechnischen
Gesellschaft, 46. Band, 1952, S. 244.
- [31] SZARANIEC: Befestigung der wasserseitigen Bö-
schung von Erdanlagen.
"Technika i gospodarka morska",
Jg. 1963, Nr. 4, S. 108, (poln.).
- [32] ZIPSCHER: Möglichkeiten und Grenzen in der
konstruktiven Anwendung von Asphalt-
bauweisen bei Küstenschutzwerken.
"Mitteilungen der Hannoverschen Ver-
suchsanstalt für Grundbau und Wasser-
bau, Franzius-Institut der TH Hanno-
ver", Heft 12, Hannover 1957.
- [33] ZIPSCHER: Analyse zur Bemessung von Außenbö-
schungen scharfliegender Seedeiche
gegen Wellenbeanspruchung.
"Wasser und Boden", Jg. 1962, Heft 10,
S. 337.

- [34] ZSCHIESCHE: Geschiebeversuche mit Korndurchmessern über 3 mm.
"Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Schriftenreihe Wasser- und Grundbau", Heft 1, Berlin 1961, S. 1.
- [35] --: Hinweise für die Projektierung und den Betrieb von steinernen Böschungsbefestigungen der Erdstaudämme und Schifffahrtskanäle.
Ministerium der Binnenflotte der UdSSR, Zentrales Wissenschaftliches Forschungsinstitut für Ökonomie und Betrieb des Wassertransportwesens (ZNIWWT), Moskau 1955.
- [36] --: Technische Bedingungen zur Bestimmung des Welleneinflusses auf Lee- und Flußbauwerke und Ufer.
Staatliches Komitee für Bauwesen des Ministerrates der UdSSR.
Bau-Norm 92-60, Moskau 1960.
- [37] --: Empfehlungen für den Bau und die Sicherung von Böschungen,
aufgestellt von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Arbeitskreis 8a, "Standicherheit der Böschungen, Rutschungen", Unterausschuß B.
"Die Bautechnik", Jg. 1962, Heft 12, S. 404.

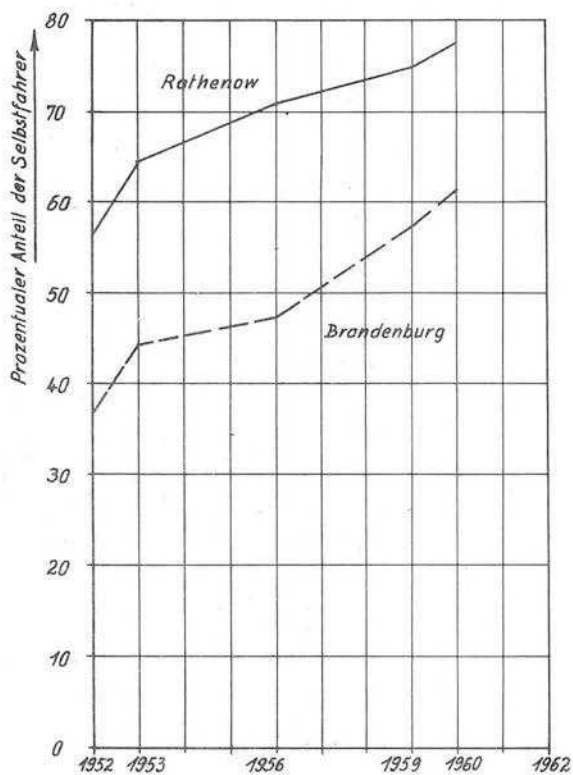


Abb. 1

Strukturwandel der Schifffahrt

(Beispiel der Unteren Havel-Wasserstraße)

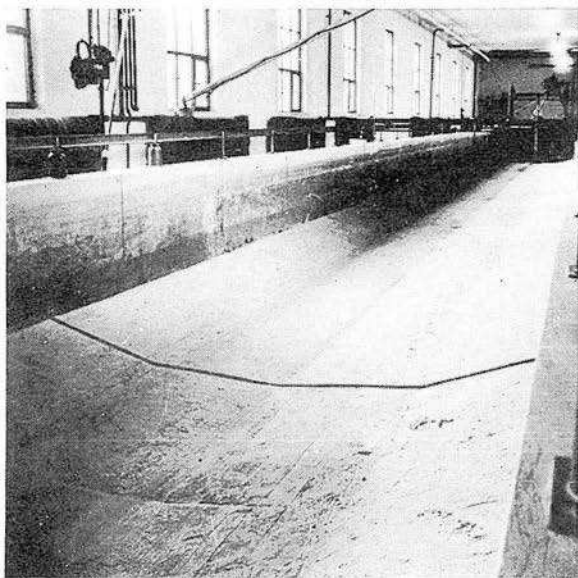


Abb. 2

Modell der Scheitelhaltung des Oder-Havel-Kanals
($M = 1 : 12,5$) Kanalprofil vor dem Versuch



Abb. 3

Umgeformtes Kanalprofil nach dem Versuch
(200 Fahrten mit dem Modell eines Plauer-Maß-Kahnes)



Abb. 4

Kolk in der Kanalsohle nach 5 Minuten Standversuch

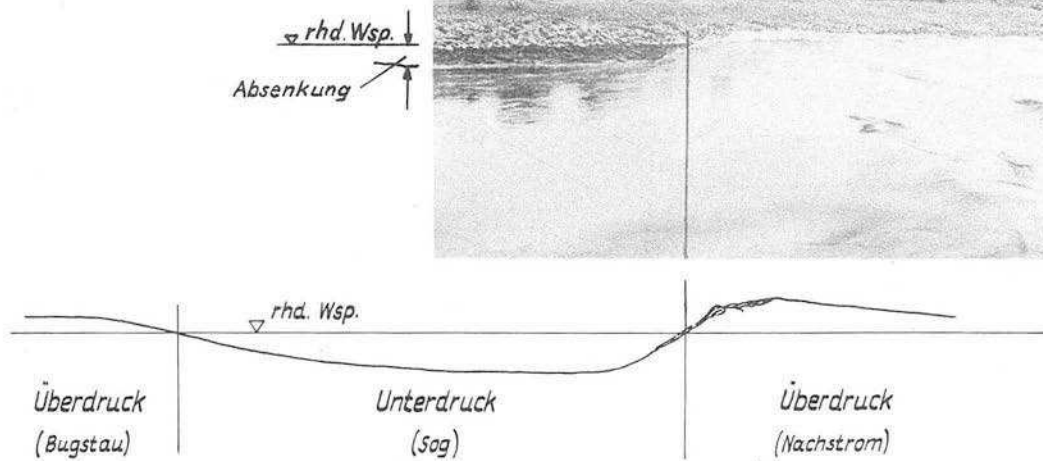
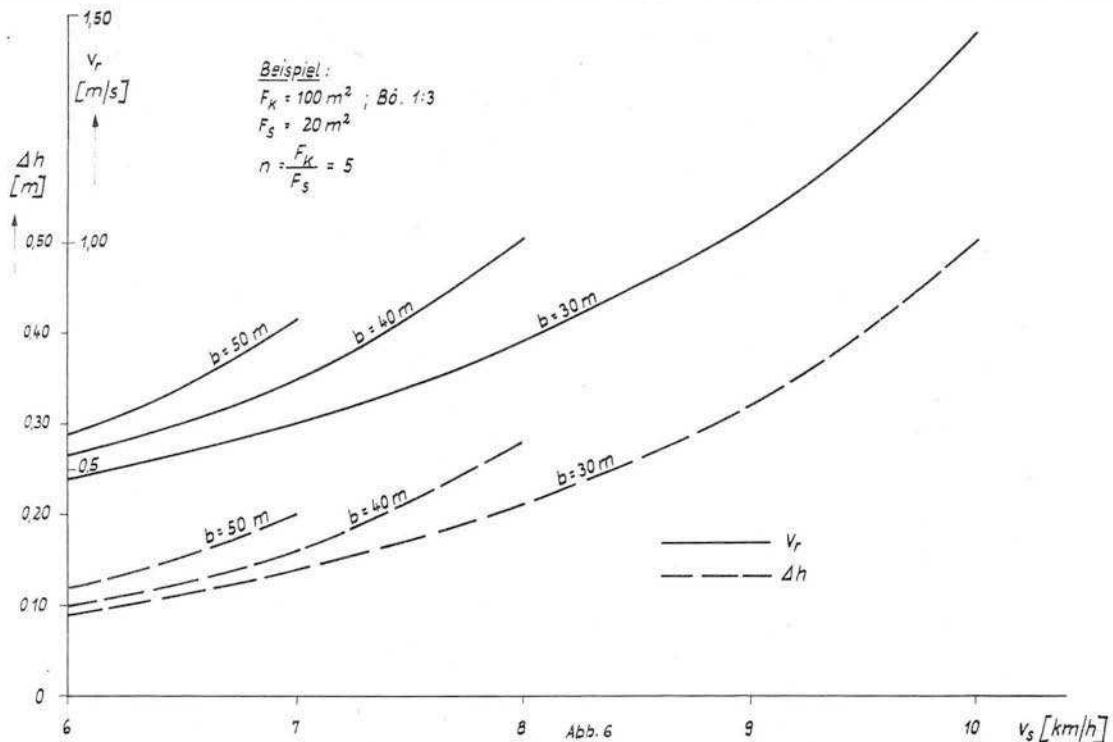


Abb. 5

Druckverteilung längs einer Uferböschung
bei Vorbeifahrt eines Schiffes



Wasserspiegelabsenkung und Rückstromgeschwindigkeit
bei konstanter Kanal- und Schiffsquerschnittsfläche und verschiedenen Wasserspiegelbreiten

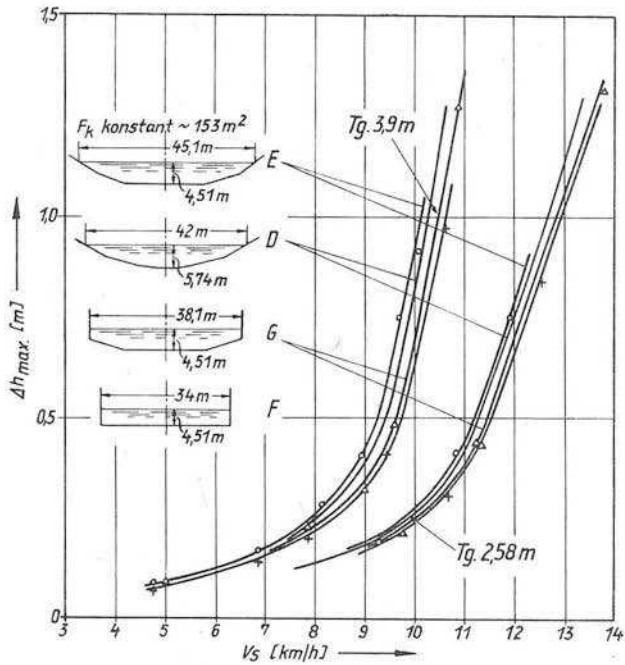


Abb. 7

Gemessene Wasserspiegelabsenkung an der Böschung bei verschiedenen Kanalprofilen von gleichem Wasserquerschnitt
(nach HELM und WÖLTINGER [13])

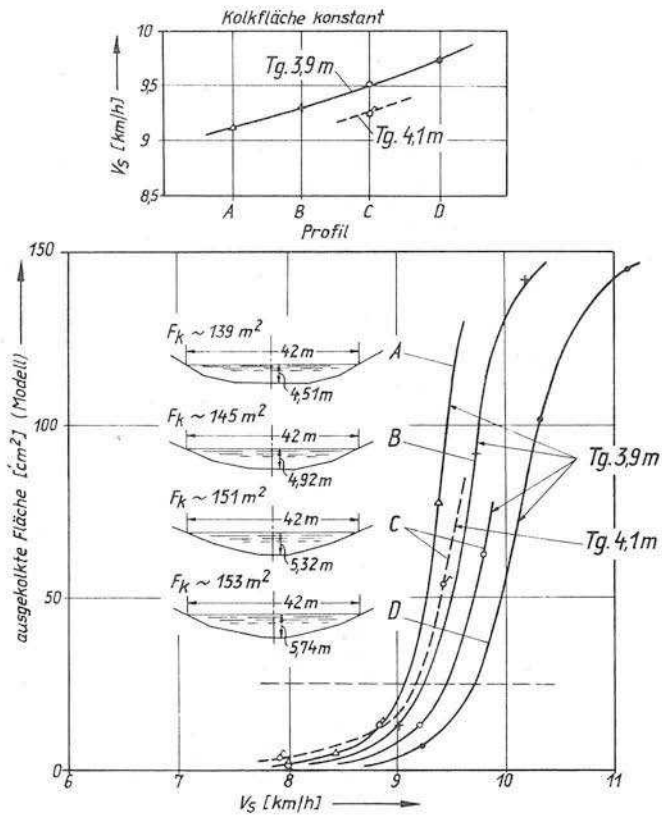
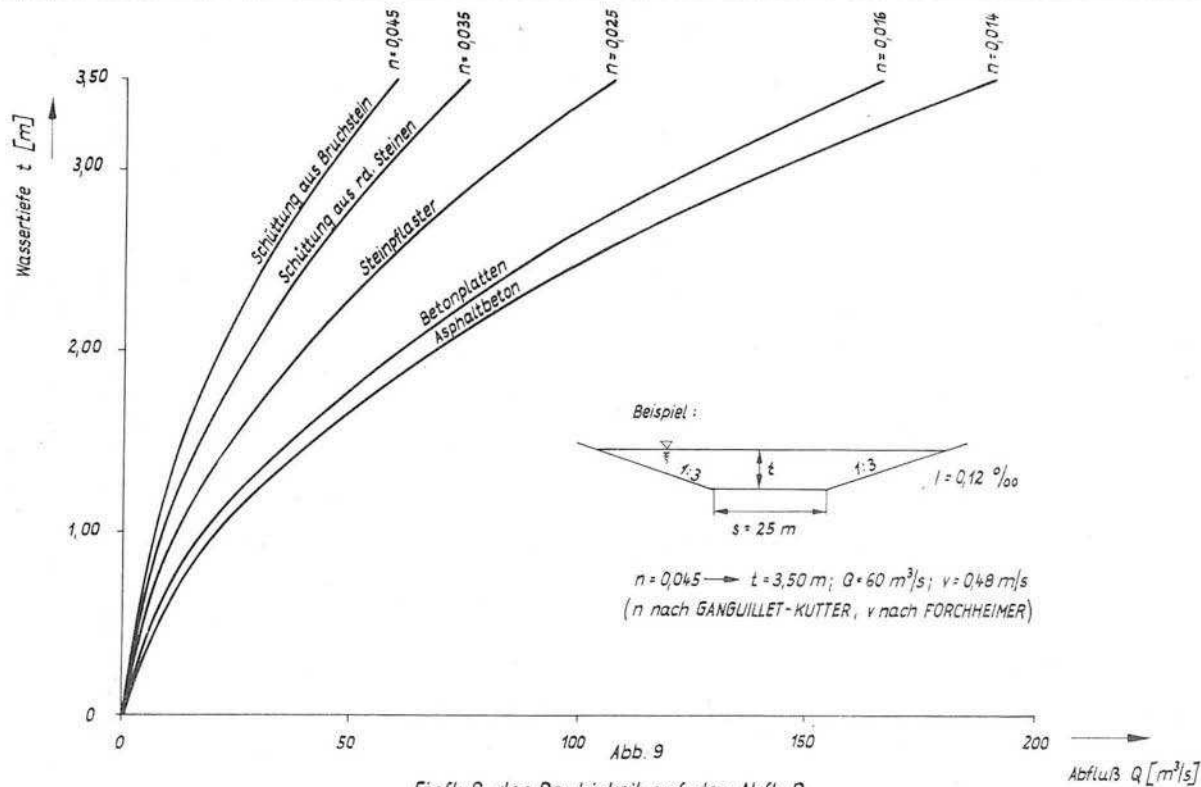


Abb. 8
Böschungsangriff abhängig von der Schiffsgeschwindigkeit
(nach HELM und WÖLTINGER [13])



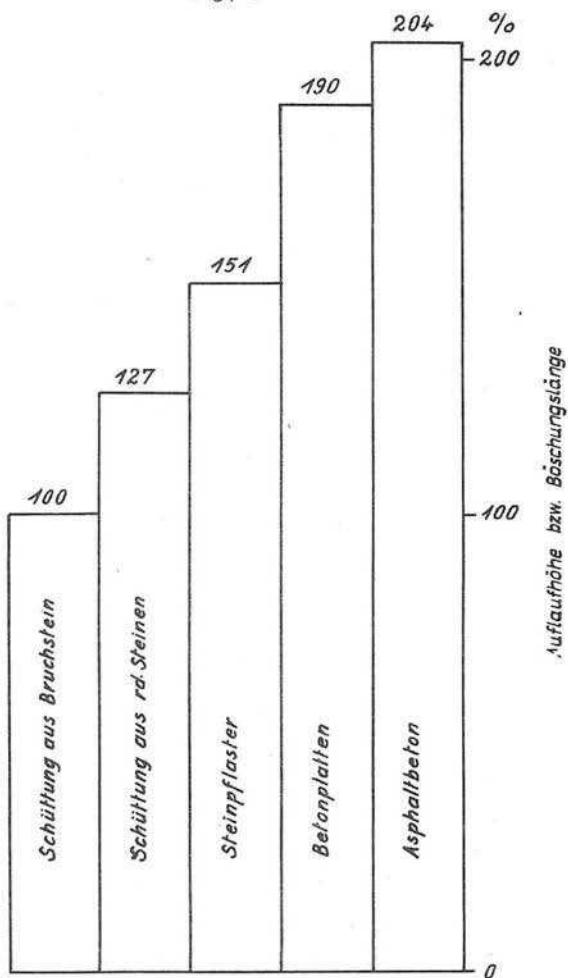


Abb. 10

*Einfluß der Rauigkeit der Böschungsbefestigung
auf die Auflaufhöhe der Wellen bzw. die zu befestigende
Böschungslänge über dem Wasserspiegel*

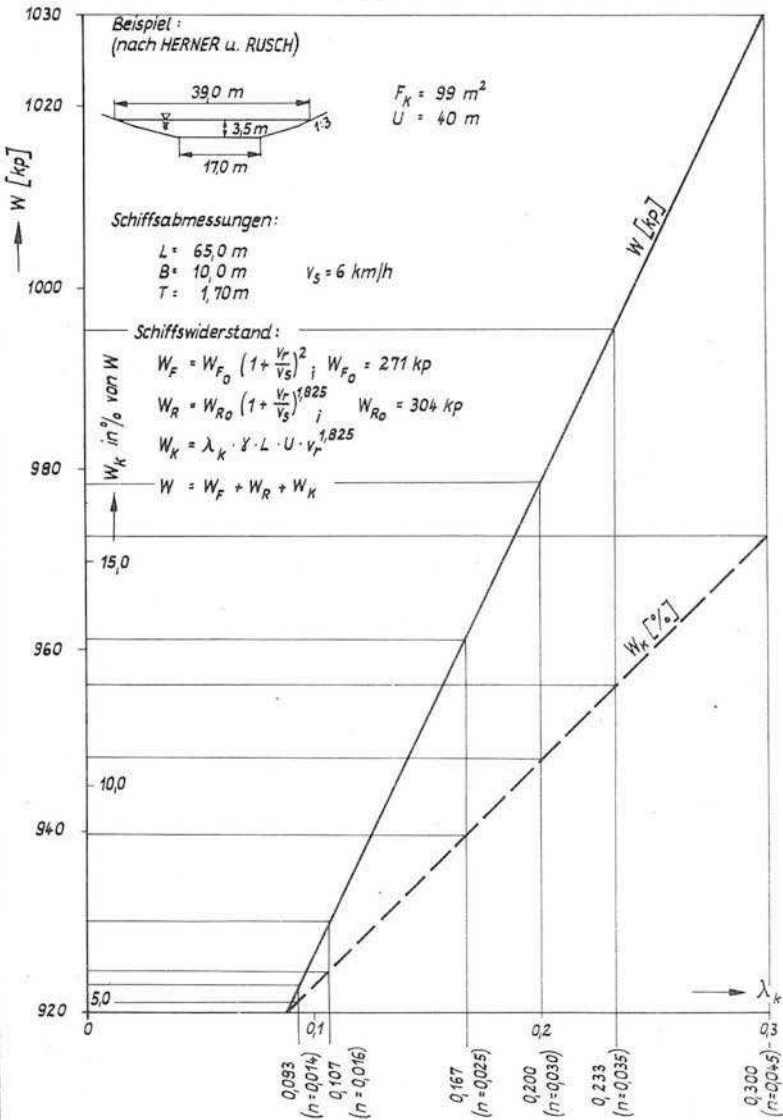


Abb. 11

Einfluß der Rauigkeit auf den Schiffswiderstand

4/ Dk 627.432,31 Dammbalkenvehre
: 532.582,34 : Untergeordnete Präsente

Beitrag zu Fragen des hydraulischen Verhaltens
dammbalkenartiger Körper bei unterschiedlicher
Eintauchtiefe

Dipl.-Ing. Klaus Römisch

S. 87 = 196 , 18 Qa.

Inhaltsübersicht

1. Einführung
2. Meßapparatur und Versuchsdurchführung
 - 2.1 Meßapparatur
 - 2.2 Versuchsdurchführung
3. Theoretische Betrachtungen über den Strömungswiderstand
4. Ergebnisse der Untersuchungen
 - 4.1 Vorbemerkungen
 - 4.2 Die Abhängigkeit des Widerstandsbeiwertes ξ für dammbalkenartige Körper von der Eintauchtiefe
 - 4.3 Die Gültigkeit des REYNOLDSschen bzw. FROUDESchen Ähnlichkeitsgesetzes bei dammbalkenartigen Körpern für verschiedene Eintauchtiefen
 - 4.4 Die Untersuchung der Möglichkeiten zur Verringerung des Widerstandes und der durch Ablösungen hervorgerufenen Schwingungen durch den Anbau verschiedener Leitflossen an Körper mit dammbalkenartigem Querschnitt
 - 4.41 Theoretische Grundlagen
 - 4.42 Die Ergebnisse dieser Untersuchungen
 - 4.5 Die Anwendungsmöglichkeiten dieser Erkenntnisse in der Praxis

Literaturverzeichnis

- - - - -

Auszugsweise Wiedergabe eines bisher unveröffentlichten Berichtes aus dem Jahre 1948 von Herrn Obering. O. ZSCHIESCHE † zum Thema:

"Modellversuche zur Feststellung der Kräfte, die vom fließenden Wasser auf Dammbalken eines Wehres ausgeübt werden, wenn diese in das Wehr eingesetzt oder aus demselben herausgehoben werden"

1. Ursachen zur Durchführung der Versuche, Aufgabenstellung und Angaben über Naturabmessungen
2. Maßstabsbestimmung und Modellaufbau
3. Die vom fließenden Wasser ausgeübte resultierende Kraft w
4. Ähnlichkeitsbetrachtungen und Zahlen für die Umrechnung der Modellwerte auf die Naturverhältnisse
5. Beobachtete Schwingungen an dem Modell-Dammbalken
6. Versuchsdurchführung und Ergebnisse
 - 6.1 Versuchsdurchführung
 - 6.2 Ergebnisse

Zusammenstellung der verwendeten Formelzeichen

- γ = spezifisches Gewicht $[t/m^3]$
 ρ = $\frac{\gamma}{g}$ spezifische Masse, Dichte $[\frac{t \cdot s^2}{m^4}]$
 g = Erdbeschleunigung $[m/s^2]$
 d = Körperhöhe $[cm]$
 t = Eintauchtiefe $[cm]$
 Abstand von Körperoberfläche bis zum Wasserspiegel
 l = Leitflossenlänge $[cm]$
 Sp = Spaltbreite $[cm]$
 F = Hauptspantfläche eines Körpers $[m^2]$
 v = Anströmgeschwindigkeit $[m/s]$
 p = Druck $[kp/cm^2]$
 ξ = Widerstandsbeiwert $[./.]$
 ξ_t = Widerstandsbeiwert von der Eintauchtiefe abhängig
 ξ_K = " " in bezug auf Eintauchtiefe konst.
 ξ_{oL} = " " eines Körpers ohne Leitflosse
 ξ_{mL} = " " " " mit "
 $\xi_{mL,Sp}$ " " " " " "
 zwischen Körper und Leitflosse befindet sich ein Spalt
 W = Gesamtwiderstand $[kp]$ (Widerstand von Körper u. Gestänge)
 W_G = Widerstand des Gestänges $[kp]$
 W_K = Widerstand des Körpers $[kp]$
 s_m = Mittlere Schwingungsweite $[kp]$
 Re = $\frac{v \cdot d}{\nu}$, REYNOLDSsche Zahl
 Fr = $\frac{v^2}{g \cdot d}$, FROUDEsche Zahl
 ν = kinematische Zähigkeit des Wassers $[m^2/s]$

1. Einführung

Der Strömungswiderstand, d. h. jene Kraft, die durch das fließende Wasser auf einen Körper ausgeübt wird, ist im allgemeinen durch eine dimensionslose Größe, den sog. Widerstandsbeiwert ξ , charakterisiert.

Dieser Widerstandsbeiwert ξ ist dabei abhängig von der Form des Körpers und der Geschwindigkeit des anströmenden Wassers. Darüber hinaus ist der Strömungswiderstand und somit auch der Widerstandsbeiwert bei sonst gleichen Bedingungen noch von der Eintauchtiefe des Körpers abhängig. Bei größeren Eintauchtiefen ist die durch den Körper hervorgerufene Auslenkung der Stromlinien schon soweit abgeklungen, daß die Stromlinien im Bereich der freien Oberfläche davon nicht mehr betroffen werden. Bei geringeren Eintauchtiefen findet jedoch eine mehr oder weniger starke Beeinflussung der freien Oberfläche statt, wodurch zu den beiden Komponenten des Gesamtwiderstandes, dem Form- und dem Reibungswiderstand, eine weitere, der sog. Wellenwiderstand hinzukommt.

Der Formwiderstand wird durch die Ablösung von Wirbeln an der rückwärtigen Fläche des angeströmten Körpers hervorgerufen. Diese Ablösungen erfolgen periodisch, so daß bei starken Ablösungsercheinungen und Übereinstimmung der Ablösungsfrequenz und der Eigenschwingungsfrequenz sich diese Schwingungen auf den Körper übertragen können (Resonanzfall).

Sehr viele Elemente von Wasserbaukonstruktionen sind ständig oder teilweise dem strömenden Wasser ausgesetzt und unterliegen somit den geschilderten Beanspruchungen.

Besonders trifft dies für den im Wasserbau sehr häufig verwendeten Dammbalken zu. Gerade in dem Fall, in dem eine durchströmte Wehröffnung durch Dammbalken verschlossen werden soll, muß der einzelne Dammbalken hydraulisch als ein vom Wasser angeströmter Körper betrachtet werden, der sich während des Eintauchens bzw. während des Herausnehmens in verschiedenen Tiefen befindet.

In der folgenden Arbeit wurden deshalb die auf einen in verschiedenen Tiefen angeströmten Körper ausgeübten Kräfte im Modell untersucht.

Die Arbeit gliedert sich dabei in folgende Teile:

1. Die Abhängigkeit des Widerstandsbeiwertes ξ bei dammbalken-

artigen Körpern von der Wintauchtiefe.

2. Die Gültigkeit des FROUDEschen bzw. des REYNOLDSschen Ähnlichkeitsgesetzes bei verschiedenen Wintauchtiefen für derartige Körper.
3. Die Untersuchung der Möglichkeit der Verringerung des Widerstandes und der durch Ablösungserscheinungen hervorgerufenen Druckschwankungen durch den Anbau verschiedener Leitflossen an diese Körper.

In der Anlage ist dieser Arbeit ein bisher unveröffentlichter Bericht von Herrn Oberingenieur O. ZSCHLISCHL beigelegt, der sich mit der modellmäßigen Untersuchung der Kräfte, die vom fließenden Wasser auf einen in ein Wehr einzusetzenden bzw. herauszunehmenden Dammbalken ausgeübt werden, befaßt.

Obwohl diese Untersuchungen für ein ganz bestimmtes Bauwerk ausgeführt wurden, sind die Ergebnisse, zumindest in qualitativer Hinsicht, von allgemeinem Interesse und sollen aus diesem Grunde hier wiedergegeben werden.

2. Meßapparatur und Versuchsdurchführung

2.1 Meßapparatur

Die Messungen wurden in der 3 m breiten Schlepprinne der wasserbaulichen Versuchsanstalt Potsdam durchgeführt. Die Schlepprinne - sonst zum Lichen hydrometrischer Flügel verwendet - stellt einen 120 m langen trapezförmigen, mit ruhendem Wasser gefüllten Kanal dar (siehe dazu Anl. 1 und Foto Nr. 1).

Die Rinne ist mit einem Wagen ausgerüstet, der sich auf genau einnivellierten Schienen über der Rinne bewegt. Die Stromzuführung zu dem auf dem Wagen untergebrachten Antriebsmotor erfolgt durch ein flexibles Gummikabel, welches der Wagen in einem seitlichen Kabelkanal mitschleppt.

Die Steuerung des Wagens erfolgt von einem zentralen Fahrstand aus, in dem ein Leonard-Aggregat, die Steuervorrichtung für den Wagen und die Zeitmeßvorrichtung untergebracht waren (Foto Nr. 2). Gemessen wurde dabei die Zeit, während der der Wagen die Meßstrecke zurücklegte. Verwendet wurde ein elektronisches Zählwerk, welches mit der Wechselstromfrequenz als Zeitnormale arbeitet.

Die für die Widerstandsversuche verwendete Meßapparatur bestand aus einem winkelhebelartigen Gestänge, (siehe auch Foto Nr. 3 und

4) an dessen einem Arm der Versuchskörper befestigt war, während der andere Arm bei wirksam werdendem Strömungswiderstand auf die eine Schale einer Waage drückte. Die Körper waren stets so montiert, daß ihre Schwerpunkte genau lotrecht unter dem Drehpunkt des Gestänges zu liegen kamen, so daß gemäß der Zielsetzung nur der Strömungswiderstand, d. h. nur die senkrecht auf die Stirnfläche der Körper gerichteten Kräfte ein Moment und somit einen Ausschlag der Waage erzeugen konnten.

Als Kraftmeßgerät fand eine normale Neigungsgewichtswaage Verwendung. Da der Ablesebereich der Waagenskala nur von 0 bis 1000 p reichte, konnte bei höheren Belastungen nur ein Teilbetrag des Gesamtwiderstandes an der Skala abgelesen werden, während der restliche Teil durch Aufsetzen von Ausgleichsgewichten auf die andere Waagschale kompensiert werden mußte.

Um zu gewährleisten, daß der Körper stets die gleiche Stellung im Wasser einnahm, wurden bei jeder Fahrt soviel Ausgleichsgewichte aufgelegt, daß der Zeiger immer den gleichen Ausschlag zeigte. Zur Verbesserung der Meßgenauigkeit wurde an die Waage eine Schreibvorrichtung (Foto Nr. 5 und 6) angebaut, die es erlaubte, den in Folge der Ablösungen am Körper mehr oder weniger großen Schwankungen unterworfenen Kraftverlauf aufzuzeichnen.

Die 3 eine Modellfamilie bildenden dammbalkenartigen Versuchskörper verhielten sich in ihren Abmessungen wie 1 : 2 : 3 zueinander. Im einzelnen waren diese Abmessungen:

Körper I : 4 x 5 x 25 cm

II : 8 x 10 x 50 cm

III : 12 x 15 x 75 cm

Zur Verminderung der unerwünschten seitlichen Umströmung wurden beidseitig sog. Leitbleche angebracht. Bei den Messungen kamen 2 Leitblechgrößen zur Anwendung (siehe Anl. 2).

Zum Schluß dieses Abschnittes soll noch kurz das Problem des Einflusses der endlichen Querschnittsabmessungen der Schlepprinne auf den Widerstand in ihr geschleppter Modelle angesprochen werden. WEINBLUM [1], der sich in seiner Arbeit mit diesem Problem in bezug auf schiffbauliche Versuchsanstalten auseinandersetzt, erwähnt, daß man in erster Annäherung sagen kann, daß ein meßbarer Einfluß der Rinnenwände nicht mehr vorhanden ist, wenn das Verhältnis der Hauptspantfläche des Modells zur Fläche des Rinnen-

querschnitts unter 1 : 100 bleibt. Betrachtet man einmal die Stirnfläche der Körper als Hauptspantfläche, so ergeben sich für die untersuchten Körper folgende Verhältnisse: Körper I = 1 : 600, Körper II = 1 : 150 und Körper III = 1 : 66 . Diese Verhältnisse zeigen, daß nur für den Körper III eine Beeinflussung durch die Gerinnewandung zu erwarten ist. Tatsächlich weisen auch die gemessenen Widerstände des Körpers III höhere Werte auf, als sie im Verhältnis zu Körper I und II sein müßten. Aus diesem Grunde mußte leider auf die Darstellung der Meßwerte des Körpers III auf einigen Anlagen verzichtet werden, um nicht die Aussagekraft dieser Darstellungen zu beeinträchtigen.

2.2 Versuchsdurchführung

Auf Grund der unter Pkt. 1 genannten Aufgabenstellung der Untersuchungen wurde das folgende Versuchsprogramm erarbeitet:

1. Meßfahrten zur Bestimmung der Widerstandsbeiwerte der Körper I bis III in Abhängigkeit von der Eintauchtiefe. Die einzelnen Körper wurden zu diesem Zweck unter folgenden Versuchsbedingungen gefahren:

Körper I/1: $v = 0,10$ bis $2,80$ m/s

$t = 30, 20, 10, 0$ cm

Körper II/1: $v = 0,10$ bis $1,80$ m/s

$t = 20, 15, 0$ cm

Körper III/1: $v = 0,10$ bis $1,20$ m/s

$t = 25, 20$ cm

Körper I/2: $v = 0,20$ bis $2,90$ m/s

$t = 10, 5, 3, 1, 0, - 1$ cm

Körper II/2: $v = 0,40$ bis $2,20$ m/s

$t = 15, 10, 5, 2, 0, - 2$ cm

Körper III/2: $v = 0,10$ bis $1,20$ m/s

$t = 20, 15, 10, 7, 4, 0, - 4$ cm

2. Meßfahrten zur Untersuchung der Möglichkeiten zur Verringerung des Widerstandsbeiwertes derartiger Körper durch Anbau einfacher Leitflossen.

Wie schon erwähnt, wurden zu dieser Untersuchung Leitflossen verschiedener Längenverhältnisse an den Körper II angebaut. Sämtliche, in Folgendem aufgeführten Varianten wurden bei einer Tiefe von 15 cm und einer Geschwindigkeit von $v = 0,30$ bis $2,00$ m/s

geschleppt.

1. Leitflossen direkt am Körper angebaut:

Körper II/2 - 10	; Leitflossenlänge 10 cm
" II/2 - 15	; " " 15 cm
" II/2 - 20	; " " 20 cm
" II/2 - 25	; " " 25 cm

2. Zwischen Leitflosse und Körper befindet sich ein Spalt:

Körper II/2 - 15, Sp. 5	; Leitflossenlänge 10 cm, Spaltbreite 5 cm
" II/2 - 20, Sp. 5	; Leitflossenlänge 15 cm, Spaltbreite 5 cm
" II/2 - 20, Sp. 10	; Leitflossenlänge 10 cm, Spaltbreite 10 cm

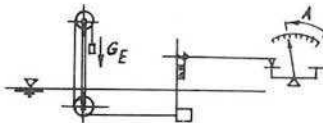
3. An der Vorder- und Rückseite eines Körpers befindet sich eine Leitflosse:

Körper II/2 - 20/10	; Leitflossenlänge hinten 20 cm " " vorn 10 cm.
---------------------	--

Die entsprechend diesem hier kurz zusammengestellten Versuchsprogramm durchgeführten Meßfahrten gingen im einzelnen etwa so vonstatten:

Der zu schleppende Körper wurde mit den Seitenleitblechen an die Meßapparatur angebaut und in den gewünschten Tiefen bei verschiedenen Geschwindigkeiten gefahren. Jede Meßfahrt wurde dabei durch eine 2. Fahrt kontrolliert. Anschließend wurde der Widerstand des Gestänges und der Leitbleche allein bestimmt und vom zunächst gemessenen Gesamtwiderstand abgezogen.

Die Beziehung zwischen Waagen-ausschlag und dem tatsächlich vorhandenen Widerstand wurde durch Wichtung festgestellt (siehe dazu Abb. 1).



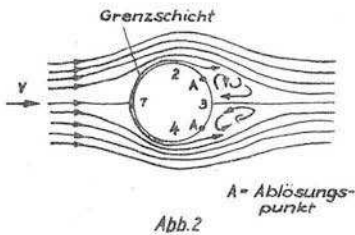
A = Durch G_E hervorgerufener
Ausschlag
 G_E = Eichgewicht

Abb. 1

3. Theoretische Betrachtungen über den Strömungswiderstand

Die Kraft, die von einer strömenden Flüssigkeit (reale Flüssigkeit) auf einen ruhenden Körper ausgeübt wird, bezeichnet man als Strömungswiderstand. Dieser ist eine Folge der zwischen dem Körper und der diesen Körper umströmenden Flüssigkeit auftretenden Reibung, dem Reibungswiderstand, und dem Form- oder Druckwiderstand, der durch die Ablösung von Wirbeln entsteht [2], [3], [4].

Im Folgenden sollen diese Verhältnisse am angeströmten Körper etwas eingehender erörtert werden. Betrachten wir dazu die neben-



stehende Skizze (Abb. 2), welche die Umströmung eines Kreiszylinders durch eine reale Flüssigkeit darstellt.

Ein Flüssigkeitsteilchen der Außenströmung verhält sich dabei wie ein Teilchen einer idealen Flüssigkeit.

Ein Teilchen der Grenzschicht steht unter dem gleichen Einfluß der Druckverteilung, welche in der Außenströmung vorhanden ist, da diese der Grenzschicht aufgeprägt ist [4]. Das Teilchen erfährt also auf dem Wege vom Staupunkt (Pkt. 1) nach Pkt. 2 bzw. 4 eine Beschleunigung. In Folge der herrschenden Reibung wird ein Teil der kinetischen Energie des Teilchens aufgezehrt, so daß es im Pkt. 2 bzw. 4 nicht mit der Geschwindigkeit ankommt, um entgegen dem herrschenden Druckgefälle den Pkt. 3 zu erreichen. Es kommt schon eher zur Ruhe. Unter der Wirkung dieses Druckgefälles setzt sich das zur Ruhe gekommene Teilchen in eine rückläufige Bewegung. In dieser Phase der Umströmung ist also in der Grenzschicht an dieser Stelle die Strömungsrichtung der der Außenströmung entgegengesetzt. Es kommt so zur Bildung eines sich rasch vergrößernden Wirbels, der sich dann bei entsprechender Größe vom Körper ablöst und nach hinten wegschwimmt. Wie von KÁRMÁN feststellte, lösen sich diese Wirbel nicht paarweise, sondern wechselweise vom Körper ab.

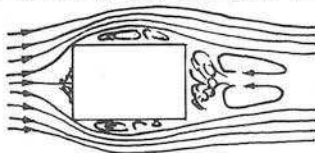
In dem stark durchwirbelten Gebiet an der Rückseite des Körpers, dem sog. Totwassergebiet, herrschen etwa die gleichen Druckverhältnisse wie in der Außenströmung. Der auf diese Weise entste-

hende Widerstand ergibt sich somit aus den unterschiedlichen Druckverhältnissen vor und hinter dem Körper. Er wird deshalb im allgemeinen als Druckwiderstand bezeichnet.

Da er wesentlich durch die Form des Körpers beeinflusst wird, ist auch die Bezeichnung Formwiderstand üblich.

Aber nicht nur durch die Form des Körpers, sondern auch durch den Strömungszustand der Grenzschicht wird der Form- oder Druckwiderstand beeinflusst. Schlägt nämlich die zunächst laminare Grenzschicht in eine turbulente um, so erfolgt die Ablösung in Folge der turbulenten Mischbewegung erst später, als dies bei laminarer Grenzschicht der Fall wäre [3], [4]. Der Formwiderstand wird also bei turbulenter Grenzschicht kleiner.

Bei Körpern mit scharfen Kanten, wie z. B. bei den in dieser Arbeit behandelten dammbalkenartigen Körpern, löst sich die Strömung schon an der scharfen Vorderkante ab. Die Strömung ist zu-



nächst bestrebt, um die Kante herum zu strömen, jedoch ist die Verzögerung hinter der Kante so stark, daß es sofort zur Ablösung kommt.

Abb. 3

Die bisherigen Betrachtungen zeigten, daß sich der Strömungswiderstand eines Körpers aus 2 Komponenten zusammensetzt:

1. Reibungswiderstand:

Unter ihm ist derjenige Widerstandsanteil zu verstehen, der durch die Reibung zwischen Flüssigkeit und Körperoberfläche entsteht. Er hängt im wesentlichen von der Zähigkeit der Flüssigkeit und der Rauigkeit der Körperoberfläche ab.

2. Druck- oder Formwiderstand:

Dieser Widerstandsanteil ergibt sich aus der unterschiedlichen Druckverteilung vor und hinter dem Körper.

Er hängt im wesentlichen von der Form des Körpers bzw. dem für die Ablösung maßgeblichen Druckgradienten und der Wandreibung ab.

Zu diesen beiden Widerstandskomponenten kann noch eine weitere kommen, der sog. Wellenwiderstand, und zwar nämlich dann, wenn sich ein Körper in der Nähe der freien Oberfläche einer Flüssigkeit bewegt. Er ruft dabei einen mehr oder weniger starken Aufstau (Bugwelle) an der Oberfläche hervor, was sich in Form eines

zusätzlichen Druckwiderstandes bemerkbar macht.

Die Berechnung des Widerstandes erfolgt im allgemeinen nach der Formel von NEWTON:

$$W = \xi \cdot F \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v^2$$

ξ = Form- oder Widerstandsbeiwert

F = Hauptspanntfläche des angeströmten Körpers

$\frac{\rho}{2} \cdot v^2$ = Staudruck

Sehr häufig wird die spez. Masse ρ des Wassers auch durch das spez. Gewicht ausgedrückt, so daß die Formel folgendes Aussehen erhält:

$$W = \xi \cdot F \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \gamma$$

Die Bestimmung des Widerstandsbeiwertes erfolgt experimentell. Aus der Vielzahl der weiteren Berechnungsverfahren sind besonders die Verfahren von BETZ [5] und JONES [6] bekannt geworden.

4. Die Ergebnisse der Untersuchungen

4.1 Vorbemerkungen

In der Literatur [3] wird der Widerstandsbeiwert ξ für senkrecht zur Anströmrichtung stehende Platten von unendlicher Breite zu 2,01 angegeben. Da sich in diesem Falle die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Modellkörper strömungstechnisch etwa genauso verhalten wie eine senkrecht in die Strömung gestellte Platte, müßte der Widerstandsbeiwert die gleiche Größe haben. Die Versuche haben demgegenüber aber nur Widerstandswerte, die zwischen 1,40 und 1,60 liegen, gezeigt. Bei Körper III traten teilweise höhere Werte bis etwa 1,90 auf, aber diese hohen Werte ergaben sich, wie schon erwähnt wurde, aus einer vorhandenen Beeinflussung durch die Gerinnwandung.

Die Tatsache, daß die Widerstandsbeiwerte bei den hier vorliegenden Versuchen im Mittel um etwa 30 % niedriger lagen als die in der Literatur für ähnliche Körper angegebenen, hat im wesentlichen 2 Ursachen.

1. Zur Vermeidung der Randumströmungen wurden die Versuchskörper mit sog. Leitblechen versehen. Diese mit Leitblechen versehe-

Körper konnten als endlicher Ausschnitt aus einem unendlich breiten Balken angesehen werden.

Die Versuche haben dabei jedoch gezeigt, daß die Größe des Widerstandes maßgeblich von der Größe der Leitbleche abhängig ist. Selbst die Verwendung der Leitblechgröße 2 (etwa doppelt so groß wie Leitblechgröße 1) führte nicht zu den in der Literatur angegebenen Widerstandsbeiwerten, obwohl gegenüber der Leitblechgröße 1 ein merkliches Anwachsen des Widerstandes zu beobachten war (Vergl. Anl. 4). Diese Tatsache zeigte, daß trotz verhältnismäßig großer Leitbleche noch Randeinflüsse vorhanden sind.

2. Bei den durchgeführten Schleppversuchen war es auf Grund der Versuchsanordnung so, daß das den Körper umgebende flüssige Medium, also das Wasser, in Ruhe war, während der Körper bewegt wurde. Die in der Literatur angegebenen Widerstandszahlen wurden im allgemeinen durch Messungen im Windkanal [10] ermittelt. In diesem Falle ist die Versuchsdurchführung genau umgekehrt, nämlich der Körper befindet sich in Ruhe und das den Körper umgebende Medium, die Luft, strömt.

Nach KOZANY [11] ist dabei der Strömungswiderstand, den ein strömendes Medium auf einen ruhenden Körper ausübt, größer als derjenige, der einem in Bewegung befindlichen Körper durch ein ruhendes Medium entgegengestellt wird.

Dieser Einfluß ist allerdings nur sehr gering, so daß im wesentlichen die Ursache für den geringen Widerstandswert in der trotz großer Leitbleche noch vorhandenen Randumströmung zu suchen ist. Des weiteren muß erwähnt werden, daß der Widerstandsbeiwert derartiger scharfkantiger Körper, wie sie Gegenstand der Untersuchungen waren, auf Grund der festliegenden Ablösungsstellen von der REYNOLDSschen Zahl unabhängig ist. Daß trotzdem bei den Versuchen (siehe Anl. 5 u. 6) eine gewisse Veränderlichkeit des Widerstandsbeiwertes mit zunehmender Re-Zahl zu beobachten war, ist offenbar ebenfalls eine Frage der auftretenden Randumströmung.

Die Aussagekraft der Versuche wird jedoch durch diese Umstände nicht gemindert, da sämtliche Schleppfahrten unter den gleichen Bedingungen ausgeführt wurden und es bei den Versuchen nicht darauf ankam, die Widerstandsbeiwerte in ihren absoluten Größen

zu bestimmen, sondern vielmehr darauf, durch vergleichende Versuche die Abhängigkeit der Widerstandsbeiwerte von dem Eintauchverhältnis usw. zu untersuchen.

Die Grundlage der in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen bilden die aus den einzelnen Schleppfahrten gewonnenen Widerstandskurven, die den Strömungswiderstand für den betr. Körper und die jeweilige Eintauchtiefe als Funktion der Schleppgeschwindigkeit zeigen (siehe dazu Anl. 3).

Bei Betrachtung dieser Kurven fällt auf, daß sie nur bei größeren Eintauchtiefen, etwa ab einem Eintauchverhältnis $t/d = 1,25$, einen stetigen Verlauf nehmen. Bei geringeren Eintauchverhältnissen treten in den Kurven Sprünge auf, und zwar wird an einer derartigen Stelle der Widerstand sprunghaft kleiner. Diese Unstetigkeitsstellen liegen bei kleiner werdendem Eintauchverhältnis bei höheren Geschwindigkeiten. So treten sie z. B. für Eintauchverhältnisse $t/d = 0,625$ bei einer FROUDEschen Zahl von etwa 3, für $t/d = 0,25$ bei $Fr \sim 4$ und für $t/d = 0,00$ bei $Fr \sim 5$ auf. Bei teilweisem Eintauchen des Körpers tritt diese Unstetigkeit sogar erst bei einer FROUDEschen Zahl von etwa 10 auf. Bei Körper III traten diese Erscheinungen nicht auf, da beim Schleppen die entsprechenden FROUDEschen Zahlen nicht erreicht wurden.

Die Kurve des Körpers I/2 für eine Eintauchtiefe von 3 cm ($t/d = 0,75$) weist dabei 2 derartige Unstetigkeiten auf. Die erste bei einer FROUDEschen Zahl von $Fr = 3$ und die zweite bei $Fr = 10$.

Auf den Fotos 9 bis 14 sind einmal die einzelnen Umströmungsformen, die bei den verschiedenen Geschwindigkeiten auftreten, zusammengestellt. Es ist dabei Körper II/2 bei einer Eintauchtiefe von 2 bis 5 cm geschleppt worden. Auf Foto Nr. 9 beträgt die Schleppgeschwindigkeit ca. 0,60 m/s, und die Eintauchtiefe ist 2 cm. Deutlich ist die Ausbildung einer Bugwelle und das nachfolgende Absinken der Oberfläche in Folge erhöhter Geschwindigkeit über dem Körper zu beobachten. Foto Nr. 10 zeigt diesen Körper bei einer Geschwindigkeit von etwa 0,80 m/s. Der sich vor dem Körper bildende Stau ist deutlich sichtbar. Mit zunehmender Schleppgeschwindigkeit vergrößert sich dieser Stau (siehe dazu Foto Nr. 11, $v = 1,20$ m/s). Die Oberfläche dieser Bugwelle

trägt einen ausgesprochen turbulenten Charakter. Der Nachlauf ist stärker verwirbelt als bei Foto Nr. 10. Auf Foto Nr. 12 ist der Körper bei einer Geschwindigkeit von $v = 1,40 \text{ m/s}$ zu sehen. Wie aus Anl. 2 zu entnehmen ist, liegt diese Geschwindigkeit gerade an der unteren Grenze einer derartigen Sprungstelle. Die Bugwelle liegt nun nicht mehr vor dem Körper, sondern nahezu über dem Körper. Der stark turbulente Charakter der Oberfläche ist nur noch im hinteren Teil erhalten. Im vorderen Teil zeigt die Oberfläche ein glattes Aussehen, was darauf schließen läßt, daß in diesem Bereich schießende Strömung vorhanden ist. Das Foto Nr. 13 zeigt den Strömungszustand, wie er in der Endphase des Sprunges auftritt ($v = 1,60 \text{ m/s}$). Der Widerstand bei dem Strömungszustand auf Foto Nr. 12 und dem auf Foto Nr. 13 ist nahezu gleich (Sprung in der Widerstandskurve). Man erkennt jetzt deutlich, daß sich die Bugwelle vor dem Körper abgebaut hat. An der Vorderkante des Körpers löst sich die Strömung vom Körper ab und überströmt ihn in der Form eines Schußstrahles. Im Innern des Schußstrahles erkennt man ein stark durchwirbeltes Wasser-Luftgemisch. In einiger Entfernung hinter dem Körper bildet sich ein deutlich sichtbarer Wechselsprung aus. Den voll ausgebildeten Strömungszustand nach dem Sprung in der Widerstandskurve, also einen Strömungszustand, der durch FROUDEsche Zahlen von $Fr > 5$ gekennzeichnet ist, zeigt das Foto Nr. 14. Die Schleppgeschwindigkeit ist dabei etwa $1,90 \text{ m/s}$. Das Wasser-Luftgemisch im Innern des Schußstrahles ist durch die erhöhte Geschwindigkeit herausgesaugt worden, so daß der Körper durch den über ihn hinwegschießenden Strahl gut zu erkennen ist. Dieser Strömungszustand scheint sehr stabil zu sein, denn die Aufzeichnungen des Widerstandes zeigen für derartige Strömungszustände nur verhältnismäßig geringe Schwankungen.

Diese hier an Hand der Fotografien Nr. 9 bis 14 kurz geschilderte Veränderung der Umströmungsform des Körpers in der Art, daß bei FROUDEschen Zahlen von $Fr \leq 3$ vor dem Körper eine Bugwelle vorhanden ist und bei $Fr > 5$ sich diese Bugwelle abbaut und sich stattdessen die Strömung an der Vorderkante des Körpers ablöst und schußstrahlartig den Körper umströmt, ist offenbar die Ursache für das sprunghafte Abfallen des Widerstandes in diesem Bereich.

Bei schiffbaulichen Schleppversuchen zeigt die Kurve für den Wellenwiderstand auch keinen stetigen Anstieg [12]. Zwar weist sie keine derartigen Sprünge auf, ist jedoch abwechselnd von Buckeln und Mulden durchsetzt. Diese sich abwechselnden Gebiete größeren und kleineren Anstieges des Widerstandes werden dabei durch Interferenzerscheinungen zwischen Bug- und Heckwelle erklärt.

Aus zeitlichen Gründen mußte allerdings auf eine genauere Untersuchung dieser Erscheinung z. B. durch Messungen der Geschwindigkeitsverteilung um den Körper verzichtet werden.

4.2 Die Abhängigkeit des Widerstandsbeiwertes $\frac{1}{2}$ für dammbalkenartige Körper von der Eintauchtiefe (Anl. 5, 6 u. 7)

Bei der Bewegung eines festen Körpers in der Nähe der freien Oberfläche einer Flüssigkeit läßt sich zunächst generell feststellen, daß es dabei 2 Gebiete gibt, nämlich einmal das Gebiet großer Eintauchtiefen, in dem der

Widerstandsbeiwert von dem Eintauchverhältnis t/d unabhängig ist, und zum anderen das Gebiet geringerer Eintauchtiefen, in dem der Widerstandsbeiwert von diesem Eintauchverhältnis abhängig ist. Die Grenze zwischen beiden Gebieten liegt, wie auf der Anl. 7, Blatt 1 und 2 zu erkennen ist, bei dem Verhältnis t/d
 $t/d = 1,8$ bis $2,0$. Bei Eintauchverhältnissen von $t/d \geq 1,8$ bis $2,0$

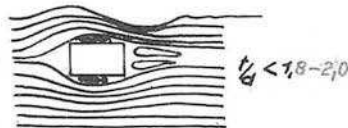
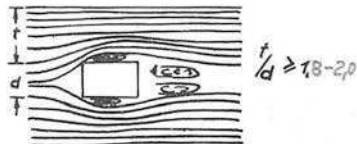


Abb. 4

erfolgt also keine Beeinflussung der freien Oberfläche der Flüssigkeit, d. h. die durch den Körper hervorgerufene Auslenkung der Stromlinien ist soweit abgeklungen, daß die Stromlinien unmittelbar an der Oberfläche davon nicht mehr betroffen werden (Abb. 4).

Verringert sich nun die Eintauchtiefe, wird also das Verhältnis $t/d < 1,8$ bis $2,0$, so klingt die im Strömungsfeld durch den Körper hervorgerufene Störung bis zu der nahen Oberfläche nicht mehr ab, und es erfolgt eine Beeinflussung derselben. Durch den Stau der Wasserteilchen vor dem Körper wird ein Teil der den

Teilchen innewohnenden kinetischen Energie in Druckenergie umgewandelt. An der Oberfläche macht sich diese Umwandlung von kinetischer Energie in Druckenergie durch eine örtliche Wasserspiegelerhöhung in Form einer Bugwelle bemerkbar. Diese so aufgebaute Druckhöhe setzt sich wieder in kinetische Energie um, wodurch über dem Körper durch erhöhte Geschwindigkeit eine Wasserspiegelsenkung auftritt. Hinter dem Körper erfolgt auf Grund der im Abschnitt 3.1 erörterten Druckverteilung um einen in einer Flüssigkeit bewegten Körper wiederum eine Umwandlung von kinetischer Energie in Druckenergie, wodurch sich die mehr oder weniger durch Ablösungswirbel unterdrückte Heckwelle ausbildet (siehe dazu Abb. 4, unten). Gut zu erkennen ist diese Oberflächenstörung auf Foto Nr. 9.

Diese eben geschilderte, durch den mit geringer Eintauchtiefe geschleppten Körper hervorgerufene Oberflächenstörung, wird als sog. "primäres Wellensystem" [12] bezeichnet und ist verantwortlich für die Entstehung des sog. "sekundären Wellensystems", welches eine sich von ihrem Entstehungsort ausbreitende Gleichgewichtsstörung des Wasserspiegels darstellt. Die ständige Ausbildung des sekundären Wellensystems beansprucht eine ständige Energiezufuhr, was sich in Form eines zusätzlichen Widerstandes, des sog. Wellenwiderstandes, am Körper bemerkbar macht.

Der Gesamtwiderstand, also die Summe aus Form-, Reibungs- und Wellenwiderstand, nimmt somit zunächst bei verringerter Eintauchtiefe durch den stärker werdenden Einfluß des Wellenwiderstandes zu und zwar bis zu einem Eintauchverhältnis $t/d = 0,6$. Der Gesamtwiderstand erreicht dabei den 1,10 - 1,13-fachen Betrag des Widerstandes im konstanten Bereich (Bereich, in dem der Widerstandsbeiwert in bezug auf die Eintauchtiefe konstant ist). Wird das Eintauchverhältnis noch weiter verringert, verkleinert sich auch der Strömungswiderstand. An der Oberfläche ist nur noch etwa der 0,9-fache Betrag des im konstanten Bereich geltenden Widerstandsbeiwertes vorhanden (siehe hierzu Anl. 7).

Durch die Oberflächenstörungen erfolgt nämlich ein gewisser Ausgleich der Druckunterschiede um den Körper, so daß sich der Formwiderstand dadurch verringert. Bei sehr geringen Eintauchtiefen ($t/d < 0,6$) nimmt also, wie es die Versuche zeigen, der Formwiderstand in Folge Druckausgleiches schneller ab als der

Wellenwiderstand zunimmt, was zur Folge hat, daß der Gesamtwiderstand kleiner wird.

Das Anwachsen des Gesamtwiderstandes in Folge des auftretenden Wellenwiderstandes erfolgt aber nur bis zu FROUDEschen Zahlen von $Fr \leq 3$. Für $Fr \geq 5$ zeigt die Abhängigkeit des Widerstandsbeiwertes vom Eintauchverhältnis auf Grund der unter Pkt. 4.1 erläuterten Änderung der Umströmungsform bei geringen Eintauchtiefen ein anderes Bild. Der Widerstandsbeiwert fällt, mehr oder weniger stetig, mit kleiner werdendem Eintauchverhältnis bis auf den 0,7 - 0,6-fachen Wert ab.

Zusammenfassend kann also zu diesem Abschnitt gesagt werden:

1. Bei einem Eintauchverhältnis $t/d \geq 1,8$ bis 2,0 ist der Widerstandsbeiwert in bezug auf dieses Eintauchverhältnis konstant.
2. Für FROUDEsche Zahlen $Fr \leq 3$ wächst der Gesamtwiderstand zunächst auf den 1,10 - 1,13-fachen Wert an. Dieser Zustand wird erreicht bei einem Verhältnis $t/d = 0,6$. Bei weiter verringerter Eintauchtiefe fällt der Widerstand auf den 0,9-fachen Betrag.
3. Für FROUDEsche Zahlen $Fr \geq 5$ fällt der Widerstand mit Verringerung der Eintauchtiefe bis auf den 0,6 - 0,7-fachen Betrag.

Im einzelnen sind diese Werte der Anlage 7, Bl. 1 u. 2 zu entnehmen.

4.3 Die Gültigkeit des REYNOLDSschen bzw. FROUDEschen Ähnlichkeitsgesetzes bei dammbalkenartigen Körpern für verschiedene Eintauchtiefen (Anl. 8, Bl. 1 u. 2)

Der Widerstand, der auf einen in der Nähe der freien Oberfläche einer ruhenden Flüssigkeit bewegten Körper ausgeübt wird, setzt sich, wie schon unter Pkt. 3.1 erwähnt wurde, aus 3 Anteilen zusammen:

1. Form- oder Druckwiderstand
2. Reibungswiderstand
3. Wellenwiderstand

Die modellmäßige Behandlung derartiger Widerstandsprobleme bereitet stets einige Schwierigkeiten, da die beiden zur Verfügung stehenden Modellgesetze, das REYNOLDSsche und das FROUDEsche Gesetz, sich gegenseitig ausschließen, obwohl sie, um den tatsäch-

lichen Gegebenheiten Rechnung zu tragen, gleichzeitig zur Anwendung gebracht werden müßten.

Um der gleichzeitigen Anwendung der beiden unvereinbaren Modellgesetze aus dem Wege zu gehen und trotzdem exakte Ergebnisse zu erhalten, müssen die drei Anteil des Gesamtwiderstandes einer getrennten Untersuchungen unterzogen werden. Diese Trennung kann jedoch modelltechnisch nur sehr schwer und dann auch nur unvollkommen erreicht werden. Schiffbauliche Versuchsanstalten bedienen sich im allgemeinen bei der Umrechnung des aus Schleppversuchen gewonnenen Widerstandes auf die Natur folgenden Verfahrens, das, wie es in [12] heißt, eine "wissenschaftlich sehr anfechtbare Kompromißlösung" darstellt. Von dem aus Schleppversuchen gewonnenen Gesamtwiderstand wird der Reibungswiderstand, der auf Grund von Kennwerten (FROUDEsches Reibungsgesetz) rechnerisch ermittelt wurde, abgezogen. Der Wellen- und der Formwiderstand werden zusammen als sog. Restwiderstand nach dem FROUDEschen Ähnlichkeitsgesetz auf die Natur umgerechnet.

Der Reibungswiderstand der in dieser Arbeit untersuchten dammbalkenartigen Körper ist auf Grund dessen, daß sich die Stromlinien an den scharfen Stirnkanten ablösen (siehe dazu auch Pkt. 3.1) im Verhältnis zu den anderen Widerstandsanteilen gering. Der im Modell gemessene Widerstandsbeiwert müßte also in Natur und Modell mit hinreichender Genauigkeit dann übereinstimmen, wenn der Strömungsvorgang in Natur und im Modell bei den gleichen FROUDEschen Zahlen abläuft.

Dieser Schluß wird durch die durchgeführten Schleppversuche bestätigt.

Wie die Anl. 8, Bl. 1 u. 2 zeigt, lassen sich die Meßpunkte bei teilweisem Eintauchen ($t/d = 0,25$) und auch bei größeren Eintauchtiefen eindeutig nach dem FROUDEschen Gesetz einordnen. Im Modell wurden nur Eintauchverhältnisse bis zu $t/d = 2,00$ untersucht. Es liegt jedoch keinerlei Veranlassung dazu vor, an der Gültigkeit des FROUDEschen Gesetzes auch bei noch größeren Eintauchverhältnissen zu zweifeln, da, wie im Pkt. 4.2 gezeigt werden konnte, der Widerstandsbeiwert bei Eintauchverhältnissen $t/d > 1,8$ bis 2,00 von der Eintauchtiefe des Körpers unabhängig ist.

Zur Bekräftigung dieser Aussage sei in diesem Zusammenhang auf Schleppversuche hingewiesen, die in früheren Jahren in der Forschungsanstalt durchgeführt wurden. Die Ergebnisse sind in der Arbeit von O. ZSCHIESCHE (bisher unveröffentlicht), die diesen Ausführungen in der Anlage beigelegt wurde, enthalten. Die Anl. 3 dieser Arbeit zeigt die gemessenen Widerstandsbeiwerte zweier geometrisch ähnlicher Körper mit Brückenpfeilerprofil in Abhängigkeit der REYNOLDESchen und der FROUDESchen Zahl. Die Eintauchtiefe betrug bei diesen Versuchen für beide Körper etwa 40 cm (genaue Angaben in der Arbeit von ZSCHIESCHE). Dies entsprach einem Eintauchverhältnis von etwa $t/d = 4$ (großer Körper) und $t/d = 8$ (kleiner Körper). Trotzdem diese Körper keine ausgesprochenen Ablösungskanten aufweisen und der Einfluß des Wellenwiderstandes durch eine horizontal liegende Leitplatte ausgeschaltet wurde, ist die Übereinstimmung der Widerstandsbeiwerte nach dem FROUDESchen Gesetz klar ersichtlich.

Dabei ist allerdings zu erwähnen, daß durch die Verwendung der gleichen Leitbleche für beide Körper, wie auch in diesem Bericht erwähnt wird, die Ähnlichkeit des Umströmungsvorganges nicht mehr ganz vorhanden war. In Wirklichkeit müßten die Punkte für den großen Körper bei Verwendung entsprechender Leitblechgröße etwas höher, bzw. die des kleinen Körpers etwas tiefer liegen; denn wie aus den jetzigen Untersuchungen ersichtlich ist, hat die Leitblechgröße einen beträchtlichen Einfluß auf den Widerstand eines geschleppten Körpers (vergl. dazu Anl. 4).

Das Ergebnis dieses Abschnittes kann also folgendermaßen formuliert werden:

In einer Flüssigkeit bewegte Körper mit dammbalkenartigem Querschnitt, bei denen sich die Stromlinien schon an den scharfen Stirnkanten ablösen und somit der Anteil des Reibungswiderstandes am Gesamtwiderstand verhältnismäßig gering ist, haben dann in der Natur und im Modell die gleichen Widerstandsbeiwerte, wenn bei beiden Strömungsvorgängen die gleichen FROUDESchen Zahlen vorhanden sind.

4.4 Die Untersuchung der Möglichkeiten zur Verringerung des Widerstandes und der durch Ablösungen hervorgerufenen Schwingungen durch den Anbau verschiedener Leitflossen an Körper mit dammbalkenartigem Querschnitt (Anl. 9, 10 u. 11)

4.1 Theoretische Grundlagen

4.4.1.1 Leitflosse an der Stirnfläche des Körpers

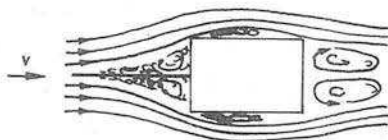


Abb. 5

Die nebenstehende Skizze (Abb. 5) zeigt schematisch das Stromlinienbild um einen Körper mit vorgesetzter Leitflosse. Entlang der Leitwand bewegen sich die einzelnen Teilchen der Grenzschicht auf ein Druckmaximum (Stau-

punkt) zu. In Folge der Reibungsverluste werden diese Teilchen stark abgebremst, und es kommt zur Ablösung. Die sich dabei bildenden Wirbel erzwingen eine günstigere Umströmung der Stirnkanten, wodurch der Druckanstieg unmittelbar hinter den Kanten nicht mehr so krass ist und somit auch eine Verringerung der Ablösung an dieser Stelle eintritt. Der Formwiderstand wird also in Folge günstigerer Strömungsverhältnisse kleiner.

4.4.1.2 Leitflosse an der Rückseite des Körpers angebracht

In dem stark durchwirbelten Totwasserraum hinter einem Körper herrscht etwa der gleiche Druck, wie ihn die benachbarten Stromlinien aufweisen. Diese weisen aber auf Grund ihrer hohen kinetischen Energie nur einen geringen Druck auf. Die Differenz des Druckes auf die Stirnfläche und die Rückfläche ist nun seinerseits gleich dem Druck- oder Formwiderstand des betreffenden Körpers. Durch den Einbau einer Leitflosse in dieses Wirbelgebiet auf der Rückseite des Körpers wird einmal das Wirbelgebiet geteilt und somit die Ausbildung der starken Wirbel gestört. Die kinetische Energie dieser Wirbel wird zu Gunsten der Druckenergie vermindert, so daß die Druckdifferenz zwischen Stirn- und Rückwand nicht mehr in dem Maße auftritt. Außerdem erfolgt die Umströmung am Ende des Körpers in Folge der verringerten Verwirbelung in dem unterteilten Totwasserraum hydraulisch günstiger. Dadurch gelangen die einzelnen Flüssigkeitsteilchen nicht mehr so plötzlich in ein Gebiet höheren Druckes, was eine wesentliche Verminderung der Ablösungen zur Folge hat. Die Skizze

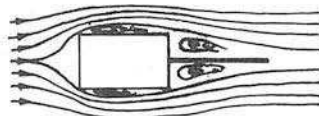
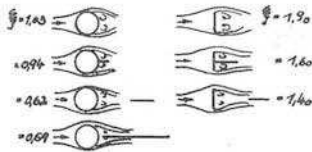


Abb. 6

ze auf Abb. 6 zeigt diesen Vorgang schematisch.



(Hoerner)

Abb. 7

BATA führt in seiner Arbeit [7] die Ergebnisse der Untersuchungen von HOLMNER an. In der nebenstehenden Übersicht (Abb. 7) sind diese Ergebnisse zusammengestellt. Die dabei stehenden Widerstandsbeiwerte verdeutlichen, wie stark die Widerstandsermäßigung durch den Anbau von Leitflossen sein kann.

Außer der Verringerung des Widerstandes eines solchen Körpers ist natürlich auch eine Verminderung der turbulenten Druckschwankungen, die den Körper unter Umständen zu Schwingungen anregen könne, zu erwarten, was auch durch Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit gezeigt werden konnte.

4.4.2 Die Ergebnisse dieser Untersuchungen

Im Rahmen dieser Arbeit wurden ausschließlich an den Körper angebaute, horizontal liegende Leitwände, im Folgenden als Leitflosse bezeichnet, untersucht.

Zunächst wurden die Leitflossen in ihrer Länge variiert, wobei das Verhältnis l/d , also Leitflossenlänge zu Körperhöhe, als Bezugsgröße betrachtet wurde. Es zeigte sich dabei, daß die Leitflossen erst bei RAYNOLDSschen Zahlen von $Re \sim 4 - 6 \cdot 10^4$ (je nach Verhältnis l/d) eine Wirkung zeigen und die Wirkung mit zunehmendem Verhältnis l/d zunimmt.

Am günstigsten erwies sich die Variante, bei der einmal an die Stirnfläche und zum anderen an die Rückfläche eine Leitflosse angebaut wurde (Körper $11/2 - 20/10$, siehe Anl. 2).

Bemerkenswert ist, daß die Wirkung bei dieser Anordnung der Leitflossen im Gegensatz zu den anderen Varianten schon bei sehr geringen Strömungsgeschwindigkeiten (kleine Re -Zahlen) beginnt.

Im weiteren haben die Versuche ergeben, daß es durchaus günstig in bezug auf die Wirkung der Leitflossen ist, wenn zwischen Leitflosse und Körper ein gewisser Spalt bleibt. Wie aus Anl. 10 zu ersehen ist, führt ein Spalt mit einer etwa der 0,3-fachen

Leitflossenlänge entsprechenden Größe zu einer zusätzlichen Ermäßigung des Gesamtwiderstandes von ca. 5 %. Bei größerer Spaltlänge nimmt die Wirkung wieder ab und führt bei einem Verhältnis $Sp/l = 0,5$ und REYNOLDSschen Zahlen $Re \geq 8 \cdot 10^4$ zu einer Vergrößerung des Gesamtwiderstandes.

Die positive Wirkung der geringen Spaltbreite ist offenbar darauf zurückzuführen, daß bei sonst gleicher Wirkung der Reibungswiderstand der Leitflosse um den entsprechenden Betrag kleiner ist. Wird die Spaltbreite zu groß gewählt, erfolgt die Trennung des Wirbelgebietes nicht mehr in dem Maße, so daß die Wirkung der Leitflossen verloren geht.

Im einzelnen sind diese Ergebnisse den Darstellungen auf Anl. 9, Bl. 1 - 3 zu entnehmen. Auf Anl. 10 ist einmal die widerstandsmindernde Wirkung der Leitflossen ohne Spalt und zum anderen die zusätzliche Ermäßigung bei Anordnung eines Spaltes für 3 verschiedene Geschwindigkeitsbereiche dargestellt. Ein Vergleich dieser Ergebnisse mit den von BATA veröffentlichten [7] ist leider nicht ohne weiteres möglich, da BATA nur die Widerstandsbeiwerte angegeben hat, ohne auf die Länge der Leitflossen oder die Spaltbreite einzugehen. Die prozentuale Abnahme des Widerstandsbeiwertes liegt jedoch in dem gleichen Größenordnungsbereich, wie er auch bei diesen Versuchen ermittelt werden konnte.

Außerdem sollten die Versuche zeigen, daß derartige Leitflossen nicht nur eine Verminderung des Strömungswiderstandes eines Körpers bewirken, sondern darüber hinaus auch zu einer beträchtlichen Ermäßigung der in Folge Ablösungen auf den Körper übertragenen turbulenten Schwankungen des Widerstandes führen. Zu diesem Zweck wurden die Körper ohne und dann mit Leitflosse ($l/d = 2,5$) vergleichsweise ausgewertet. Verglichen wurde dabei das Verhältnis des jeweiligen Gesamtwiderstandes zur entsprechenden mittleren Schwingungsweite (W_K/s_m). Als mittlere Schwingungsweite s_m wurde die Größe der mittleren Schwankungen des Widerstandes während einer Meßfahrt definiert. Die beiden Fotos Nr. 15 und 16 zeigen den Körper II/2 - 15, Sp. 5 während einer Schleppfahrt mit einer Bintauchtiefe von 15 cm. Deutlich ist auf Foto Nr. 16 ($v \sim 1,40$ cm/s) die günstigere Umströmung und somit geringere Wirbelbildung hinter dem Körper ersichtlich.

Auf der Anl. 11, Bl. 1 ist das Verhältnis Gesamt Widerstand des Körpers W_K zur mittleren Schwingungsweite als Funktion der REYNOLDSchen Zahl dargestellt. Bemerkenswert an dieser Darstellung ist, daß das Verhältnis W_K/s_m bei REYNOLDSchen Zahlen von $Re \sim 8 - 10^{10}$ ein Maximum aufweist, d. h. die mittleren Schwankungen nehmen zunächst im Verhältnis zum Gesamt Widerstand des Körpers W_K ab und bei $Re \geq 8 - 10^{10}$ wieder zu.

Die prozentuale Zunahme des Verhältnisses W_K/s_m bei angebauter Leitflosse gegenüber dem ohne Leitflosse ist auf Anl. 11, Bl. 2 dargestellt. Aus dieser Darstellung erkennen wir deutlich, daß durch den Anbau an einem derartigen Körper eine beträchtliche Verminderung der turbulenten Schwankungen zu erreichen ist.

Zusammenfassend kann somit festgestellt werden, daß durch das Anbringen von Leitflossen an dammbalkenartige Körper deren Widerstand gemindert und die turbulenten Schwankungen dieses Widerstandes beträchtlich verringert werden können.

Die Widerstandsverminderung hängt von dem Verhältnis l/d in der Weise ab, daß mit zunehmender Leitflossenlänge l die Wirkung besser wird. Zusätzlich läßt sich diese Wirkung noch durch die Anordnung eines Spaltes erhöhen. Die Spaltbreite sollte dabei nicht größer als das 0,3-fache der Leitflossenlänge l gewählt werden.

Da die Widerstandsverminderung durch eine günstigere Umströmung, also durch geringere Ablösungserscheinungen hervorgerufen wird, ist im gleichen Maße auch eine Verringerung der durch das Verhältnis $\frac{W_K}{s_m}$ (Widerstand : mittlere Schwingungsweite) charakterisierten turbulenten Schwankungen des Widerstandes um ca.

30 - 40 % zu erreichen. Der Praktiker legt Wert darauf, gerade diese Schwankungen auf ein Mindestmaß zu reduzieren, denn die Konstruktionen können dann erheblich leichter ausgeführt werden.

4.5 Die Anwendungsmöglichkeiten dieser Erkenntnisse in der Praxis

Wie schon in der Einführung erläutert wurde, muß ein in strömendes Wasser eingesetzter Dammbalken hydraulisch als ein solcher Körper betrachtet werden, wie er Gegenstand der in dieser Arbeit geschilderten Untersuchungen war. Er unterliegt somit natürlich auch den gleichen Beanspruchungen wie diese Körper.

Während des Einsetzens bzw. während des Herausnehmens wirken auf den Dammbalken der Strömungswiderstand und die durch Ablösungen hervorgerufenen Druckschwankungen, die den Dammbalken in ungünstigen Fällen, nämlich dann, wenn die Eigenschwingungsfrequenz mit der Frequenz der Druckschwankungen übereinstimmt, in Folge Resonanz zu Schwingungen anregen können. Gerade im Katastrophenfall, wenn es darauf ankommt, die Dammbalken möglichst rasch zu ziehen bzw. einzusetzen, können solche auftretenden Schwingungen sehr unangenehme Folgen haben, indem sie die Handhabung der Dammbalken sehr erschweren oder gar unmöglich machen.

Die eingesetzten Dammbalken sind nicht mehr dem strömenden Wasser ausgesetzt, sie haben in diesem Zustand nur dem statischen Wasserdruck standzuhalten. Außerdem muß ihr Eigengewicht so groß sein, daß der Schließdruck ein Durchtreten von Wasser zwischen den einzelnen Dammbalken verhindert.

Auf Grund der in der vorliegenden Arbeit gewonnenen Erkenntnisse ist es möglich, durch hydraulisch günstigere Formgebung die sehr ungünstige Beanspruchung des Dammbalkens während des Einsetzens bzw. während des Herausnehmens wesentlich zu verbessern.

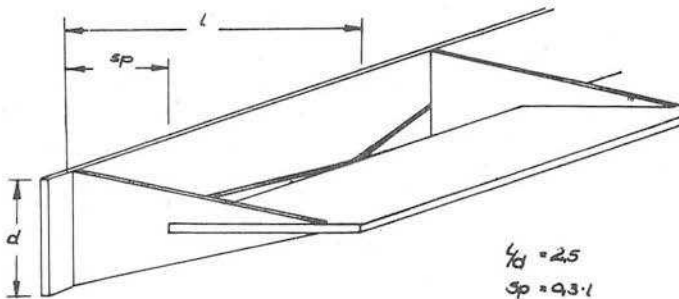


Abb. 8

Ein derartiger Dammbalken würde etwa das in Abb. 8 schematisch dargestellte Aussehen haben. Die Verringerung des Strömungswiderstandes würde bei obiger Form gem. Anl. 10 betragen:

$$1/d = 2,50, \quad Re \sim 12 \cdot 10^4 \quad \frac{\gamma_{mL}}{\gamma_{oL}} = 0,86$$

$$Sp/1 = 0,3 \quad \frac{\gamma_{mL, Sp}}{\gamma_{mL}} = 0,95$$

Es ergibt sich also eine Verminderung des Widerstandsbeiwertes gegenüber dem eines Dammbalkens ohne Leitflosse auf den 0,86 · 0,95 ~ 0,82-fachen Wert.

Die mittlere Schwingungsweite in bezug auf den entsprechenden Widerstand, also die Druckschwankungen, verringern sich in diesem Falle um ca. 35 - 40 % (lt. Anl. 10).

Wie die obige Skizze zeigt, wird von dem üblichen rechteckförmigen Dammbalken abgegangen, indem die Leitflosse durch geeignete konstruktive Maßnahmen mit zum Tragen herangezogen wird. Der auf diese Weise entstehende T-Querschnitt ist der aus dem Wasserdruck herrührenden Biegebeanspruchung ebenso, wenn nicht gar besser gewachsen als der Rechteckquerschnitt.

Die in der Skizze angedeuteten Aussteifungsrippen haben keinen Einfluß auf die strömungstechnischen Eigenschaften dieses Dammbalkens.

Zum Schluß soll noch einmal darauf hingewiesen werden, daß die Verwendung derartiger Leitflossen auch bei sämtlichen anderen Bauelementen des Wasserbaues, die ähnlichen Bedingungen ausgesetzt sind, mit Erfolg möglich ist.

Literaturverzeichnis

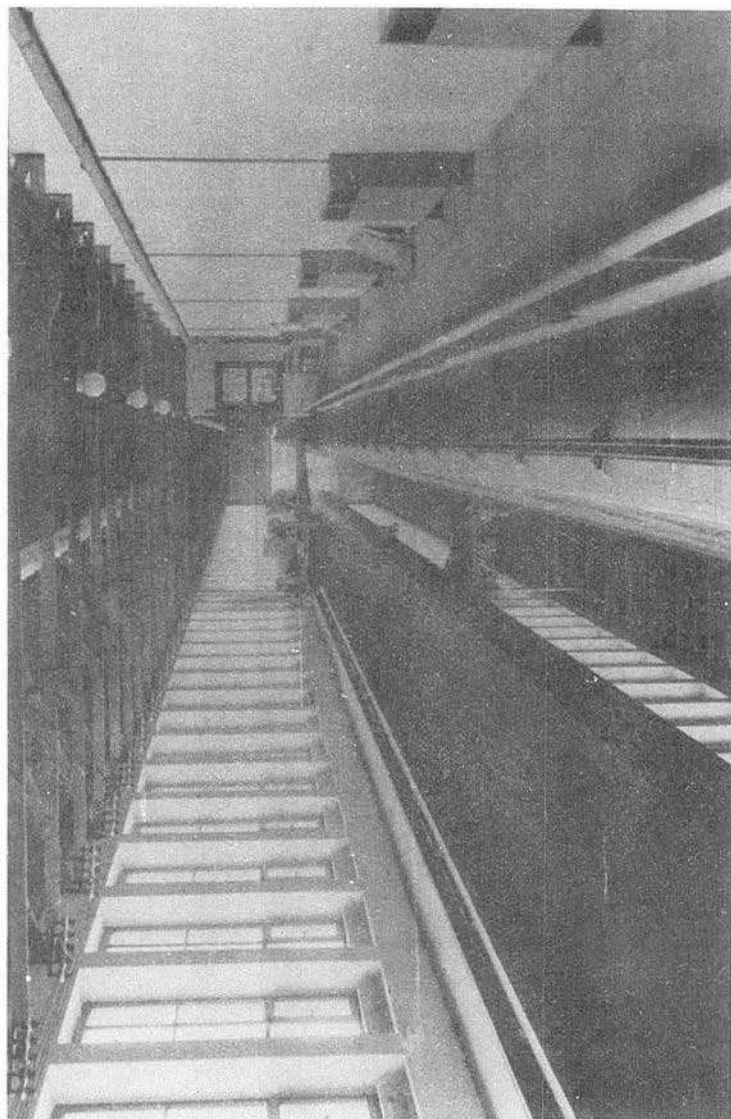
- [1] WEINBLUM: einfluß der endlichen Querschnittsabmessungen einer Schlepprinne auf den Modellwiderstand.
Amtliches Mitteilungsblatt der Schiffbau-technischen Gesellschaft, Berlin 1934
- [2] KAUFMANN: Technische Hydro- und Aeromechanik.
Springerverlag Berlin/Göttingen/
Heidelberg 1963
- [3] ECK: Technische Strömungslehre.
Springerverlag Berlin/Göttingen/
Heidelberg 1949
- [4] SCHLICHTING: Grenzschrifttheorie.
Verlag G. Braun, Karlsruhe 1951
- [5] BMTZ: ein Verfahren zur direkten Ermittlung des Profilwiderstandes.
Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt München und Berlin 1925
- [6] JONES: The measurment of profile drag by the pitot traverse method.
Aeronautical Research Committee Reports
auct Memoranda, London 1936
- [7] BATA: Új irányok a folyadékok mechanikájában.
Vizügyi Közlemények, Budapest 1/1963
- [8] FLÜGEL: Ergebnisse aus dem Strömungsinstitut der TH Danzig
- [9] TOWNEND: The Townend Ring.
Journal of the Royal Aeronautical Society 1930
- [10] KÁRMÁN v.: Nachrichten der K.Ges.d.Wissenschaften zu Göttingen, Math.phys. Klasse 1911
- [11] KOZENY: , Hydraulik, ihre Grundlagen und praktische Anwendung.
Wien 1953
- [12] HERNER-RUSCH: Die Theorie des Schiffes.
Dr. M. Jaenicke Verlagsbuchhandlung,
Leipzig 1944
- [13] GREYWIŃSKI: The effect of turbulent flow an multi-section vertical lift gates.
IAHR-Berichte, Dobrovnik 1961
- [14] WICKERT: Hydrodynamische Probleme im Stahlwasserbau.
VDI-Zeitschrift, Bd. 105, 1963

Verzeichnis der Fotos und Anlagen

- Foto Nr. 1 Blick auf Eichrinne mit Fahrstand und Wagen
- 2 Zeitmeßinstrumente (elektronisches Zählwerk mit Frequenzmesser)
- 3 Wagen mit Meßapparatur (Körper I/1)
- 4 Meßapparatur mit Körper I/1
- 5 } Schreibvorrichtung
- 6 }
- 7 Die untersuchten Körper (I/1, II/1, III/1)
Modellfamilie
- 8 Körper mit angebauter Leitflosse (Körper II/2 - 15, Sp 5)
- 9 Körper II/2, Eintauchtiefe 2 cm, $v \sim 0,60$ m/s
- 10 " " 5 cm, $v \sim 0,80$ m/s
- 11 " " 5 cm, $v \sim 1,20$ m/s
- 12 " " 5 cm, $v \sim 1,40$ m/s
- 13 " " 5 cm, $v \sim 1,60$ m/s
- 14 " " 5 cm, $v \sim 1,90$ m/s
- 15 Körper II/2 - 15, Sp 5, Eintauchtiefe 15 cm, v 0,40
 v 0,40 m/s
- 16 Körper II/2 - 15, Sp 5, Eintauchtiefe 15 cm,
 v 1,40 m/s

- Anlage 1 Querschnitt und Grundriß der Schlepprinne
- 2 Abmessungen der Versuchskörper
- 3 Strömungswiderstand der untersuchten Körper bei verschiedenen Eintauchverhältnissen t/d
- 4 Vergleich der Widerstandsbeiwerte für Körper I bei Verwendung der Leitblechgröße 1 bzw. 2
- 5 Widerstandsbeiwerte ξ für verschiedene Eintauchverhältnisse als Funktion der REYNOLDSschen Zahl
- 6 Widerstandsbeiwerte ξ für verschiedene Eintauchverhältnisse als Funktion der FROUDESchen Zahl

- Anlage 7 Abhängigkeit des Widerstandsbeiwertes ξ_t als Bruchteil von ξ_K vom Eintauchverhältnis t/d bei verschiedenen FROUDEschen Zahlen
- 8 Darstellung als Beweis für die Gültigkeit des FROUDEschen Ähnlichkeitsgesetzes
- 9 Verringerung des Widerstandsbeiwertes durch Anbau verschiedener Leitflossen
- 10 Einfluß des Verhältnisses l/d bzw. Sp/l auf den Widerstandsbeiwert
- 11 Bl. 1 Verringerung der mittleren Schwingungsweite s_m durch Anbau einer Leitflosse
- Bl. 2 Verringerung der mittleren Schwingungsweite s_m des Körpers II/2 - 20 gegenüber der des Körpers II/2



Ab. 1 Blick auf Eichrlane mit Fahrstand und Jagen

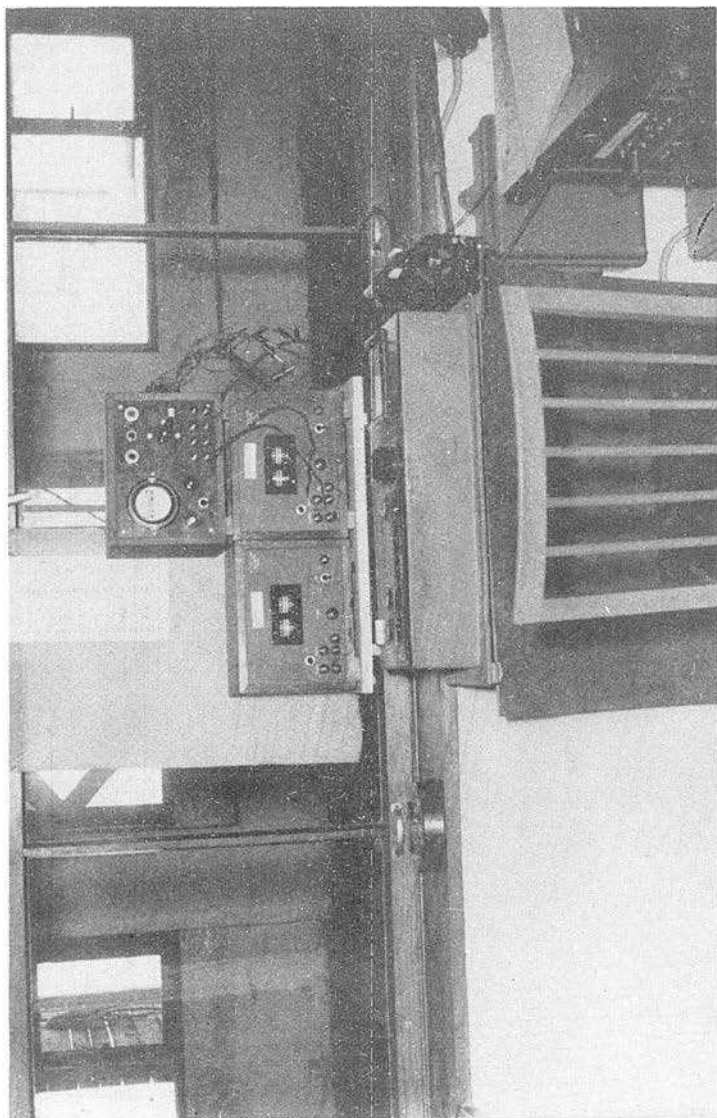


Abb. 2 Zeitmeßinstrumente (elektronisches Zählwerk mit Frequenzmesser)

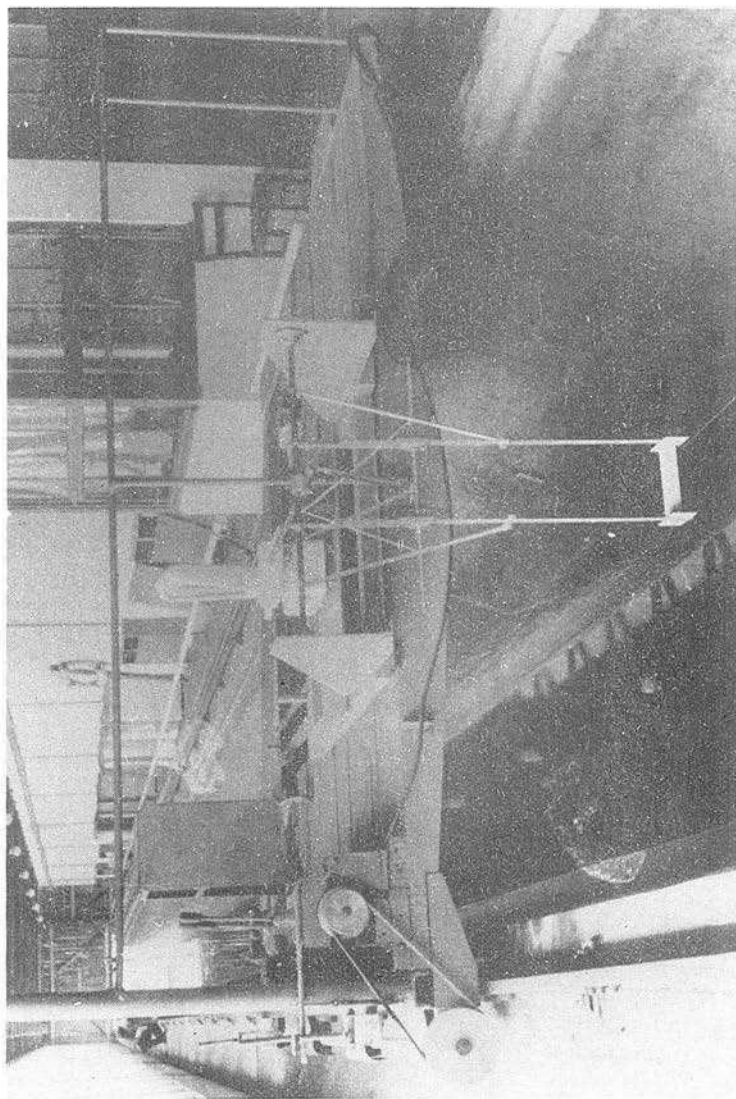


Abb. 3 Wagen mit Meßapparatur (Körper I/1)

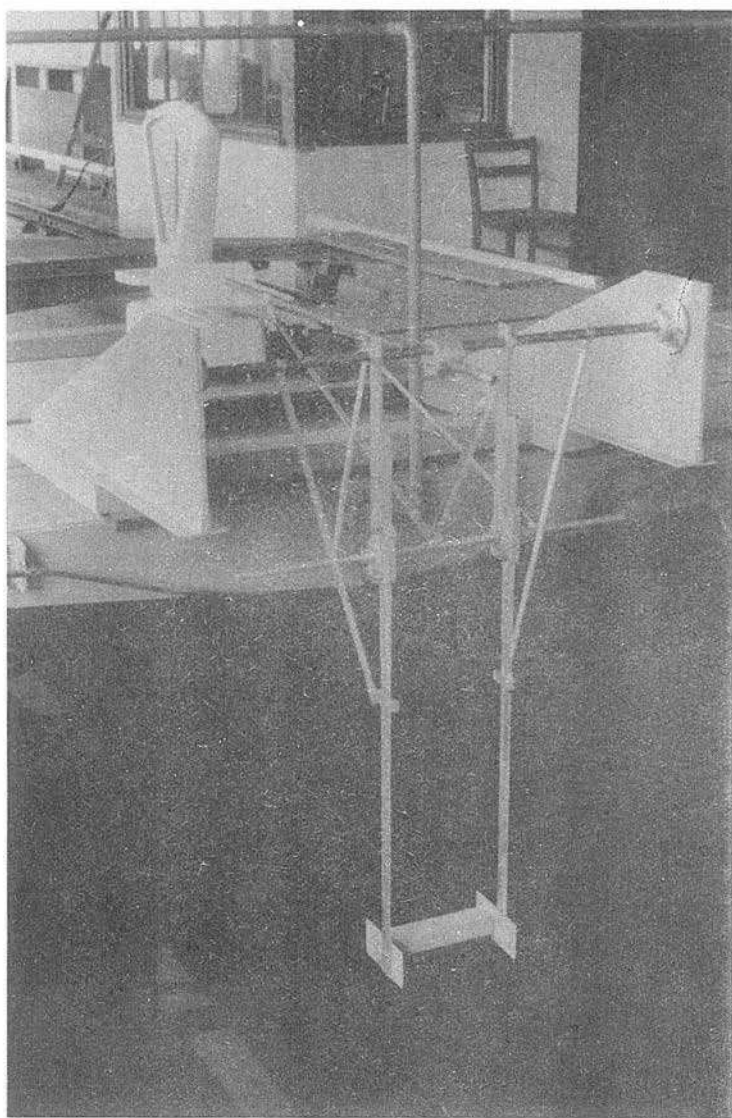


Abb. 4 Meßapparatur mit Körper I/1

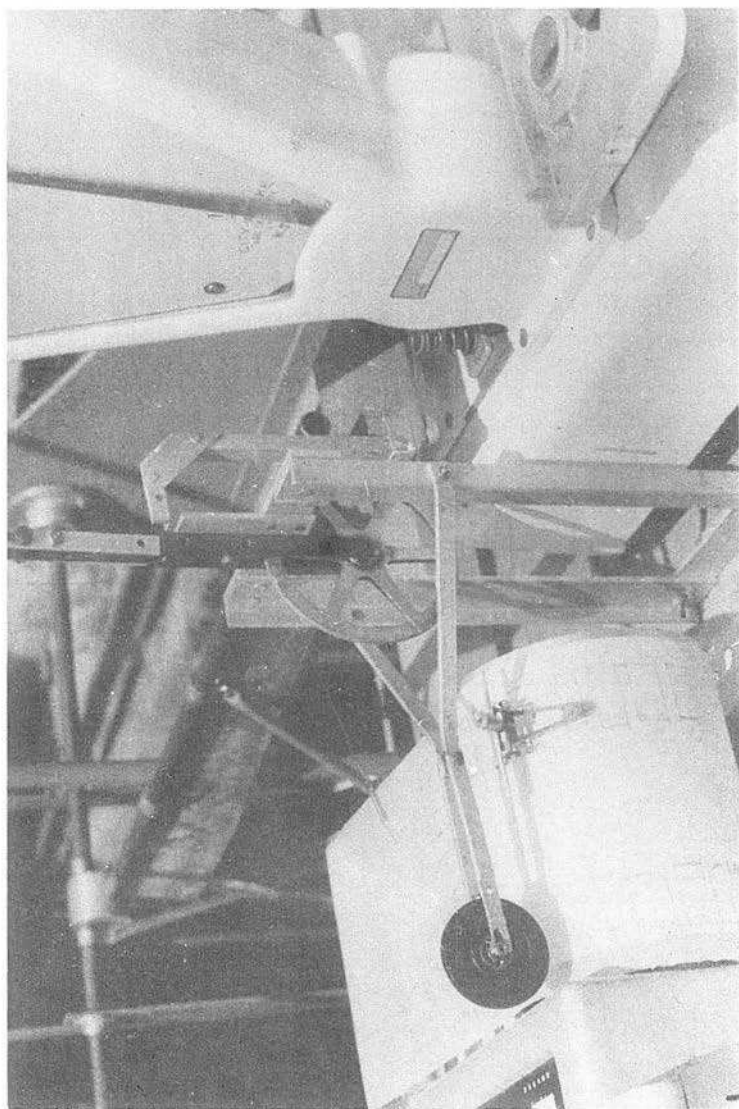


Abb. 5 Steueranlage

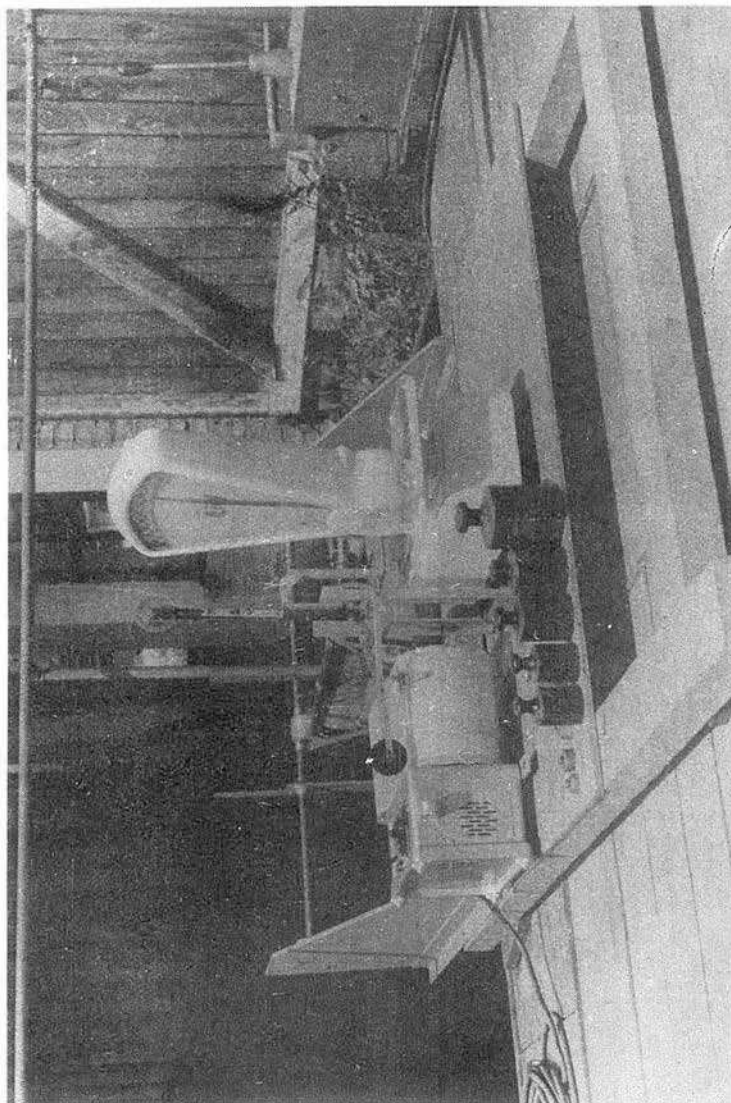


Abb. 6 Schreibvorrichtung

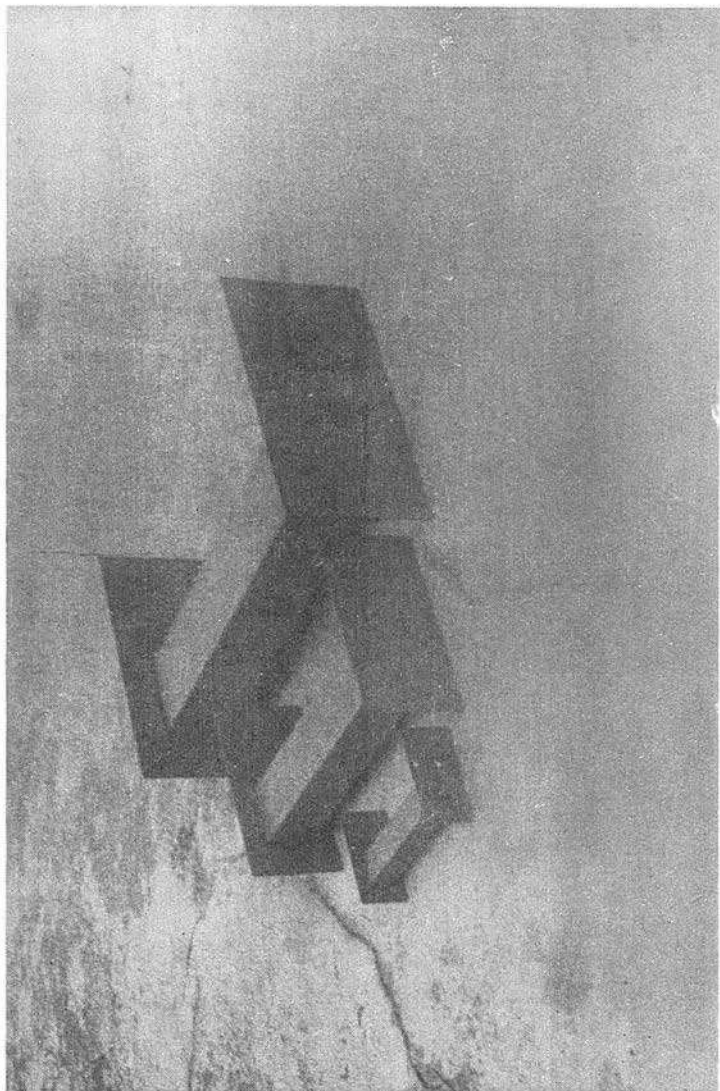


Abb. 7 Die untersuchten Körper (I/1, II/1, III/1)

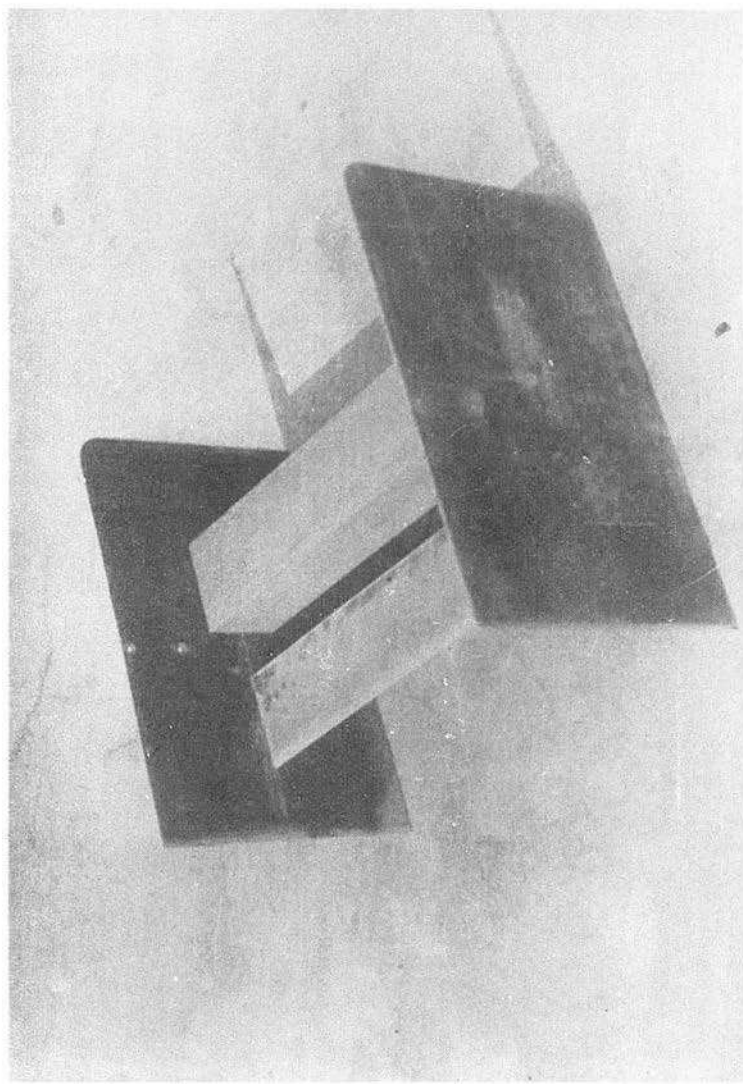


Abb. 8 Körper mit angebauter Leitflosse (Körper II/2
- 15, Sp. 5)

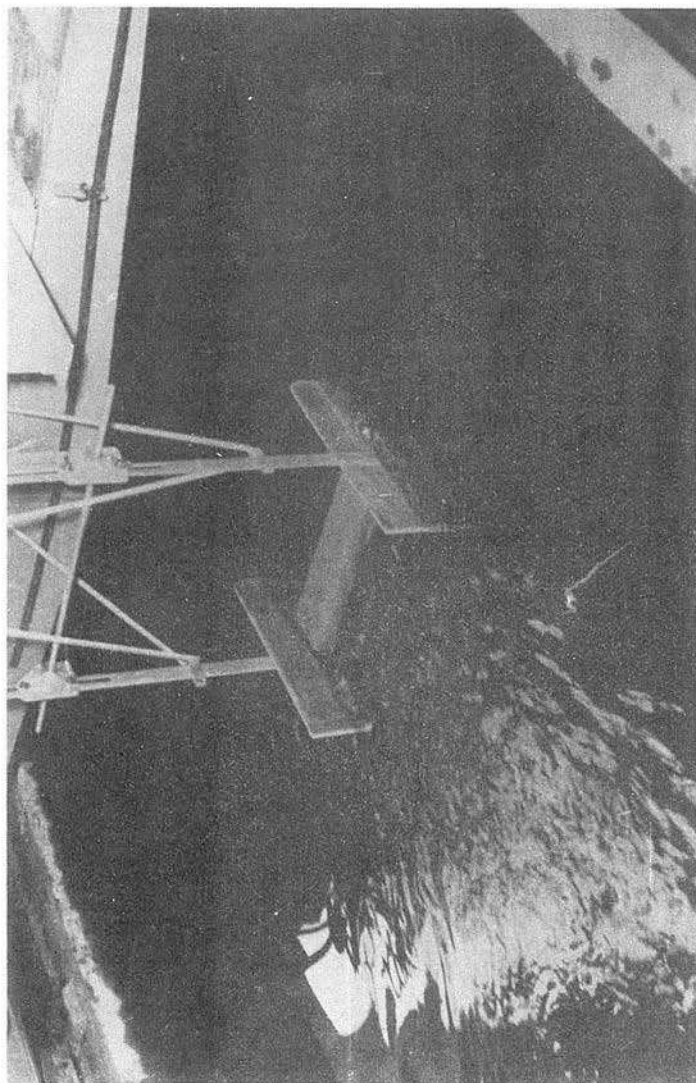


Abb. 9 Körper II/2, Eintauchtiefe 2 cm $v \sim 0,60$ m/s

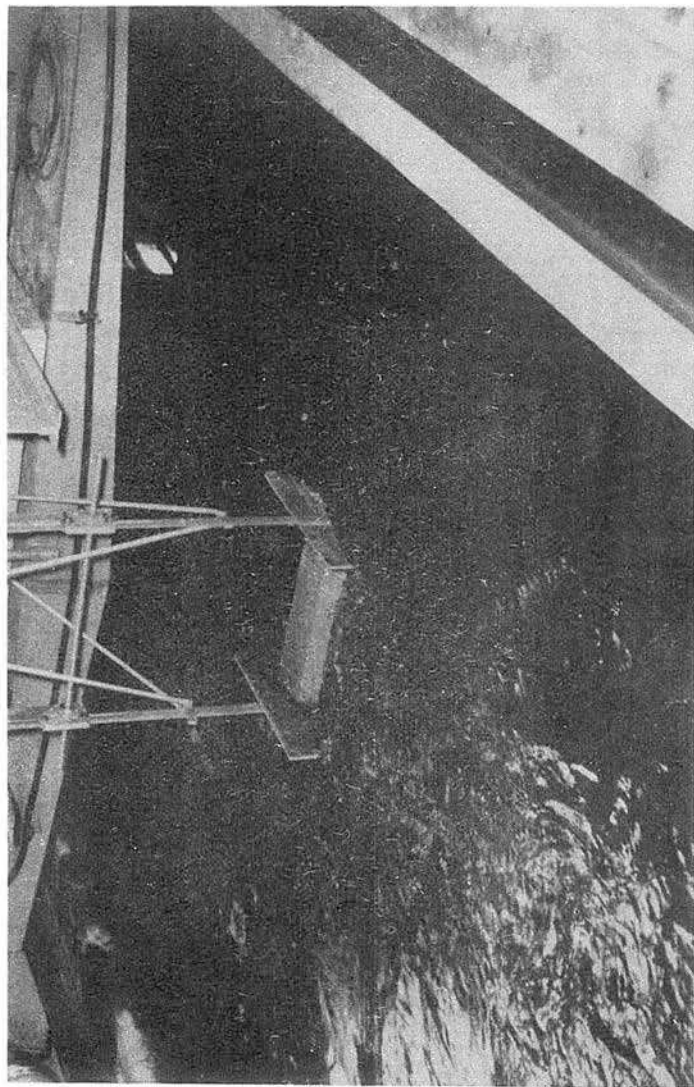


Abb. 10 Körper II/2, Eintauchtiefe 5 cm $v \sim 0,80$ m/s

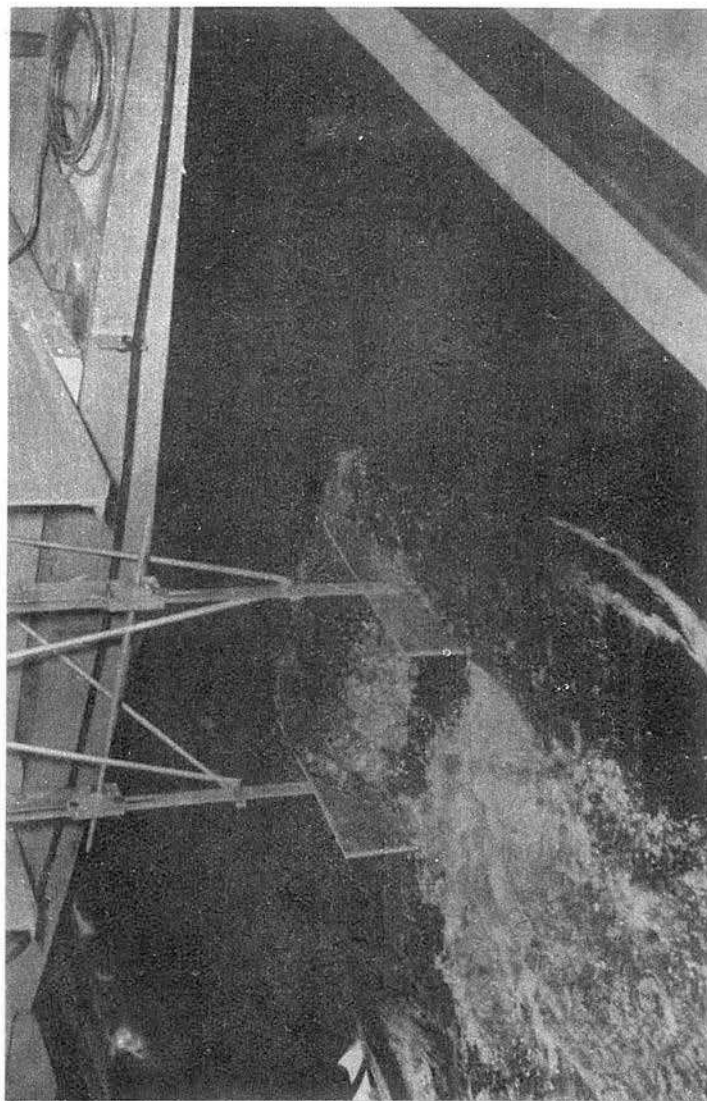


Abb. 11 Körper II/2, Eintauchtiefe 5 cm $v \sim 1,20$ m/s

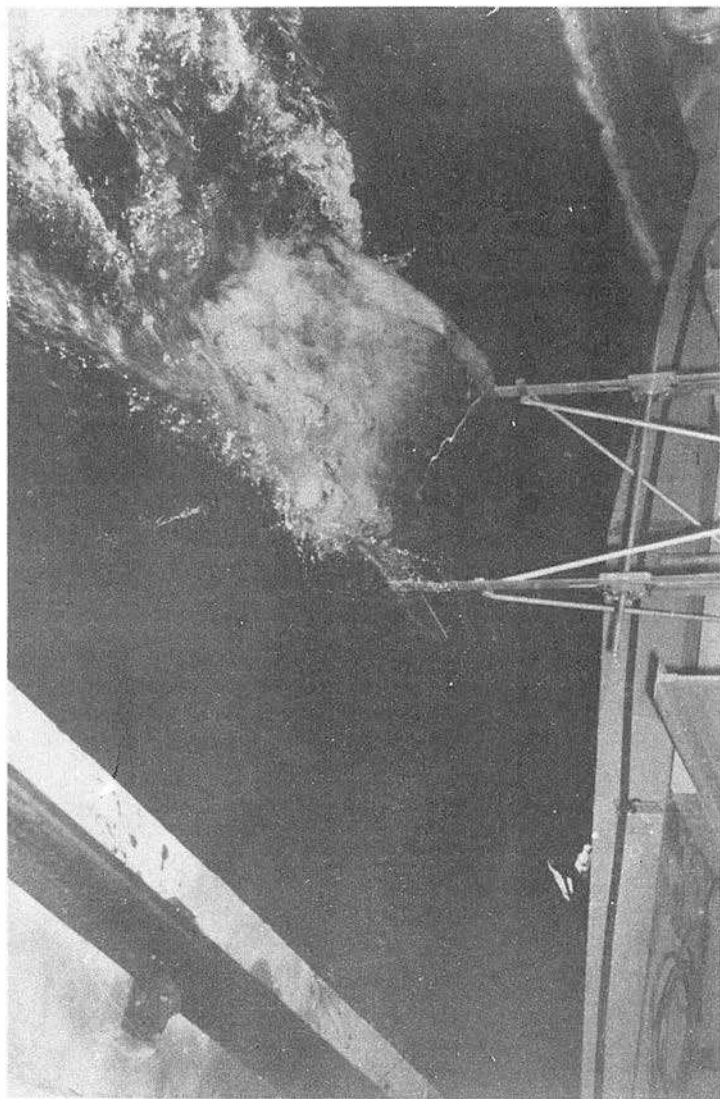


Abb. 12 Körper II/2, Eintauchtiefe 5 cm $v \sim 1,40$ m/s

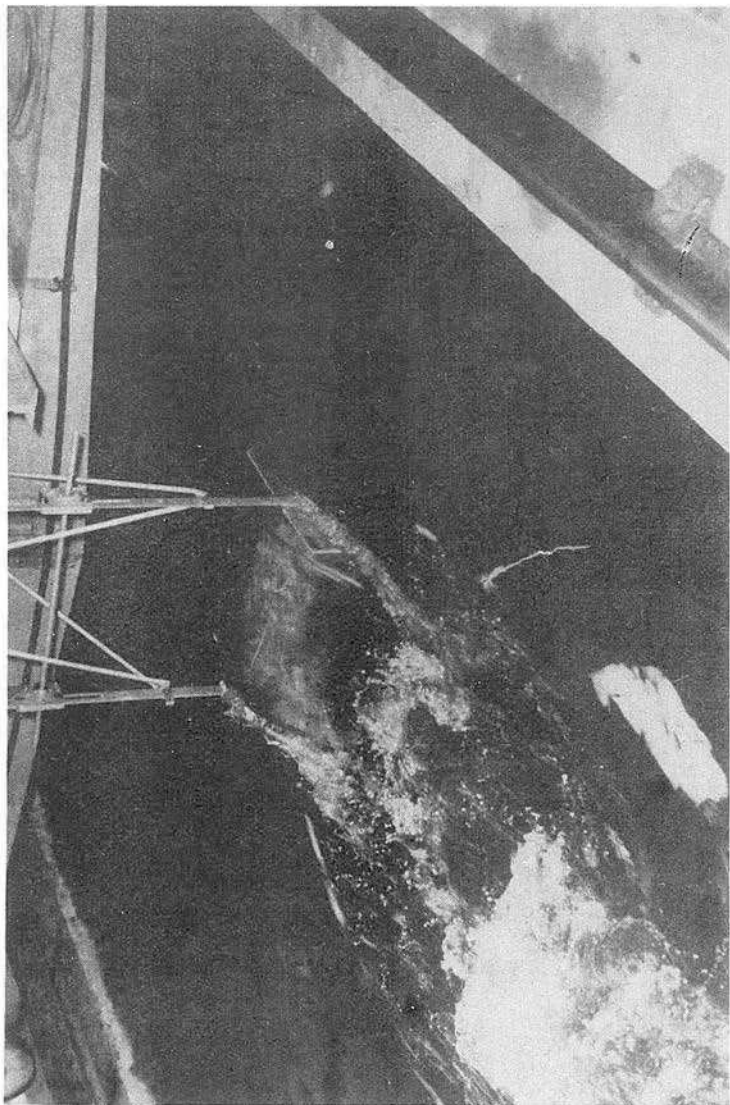


Abb. 13 Körper II/2, Eintauchtiefe 5 cm $v \sim 1,60$ m/s

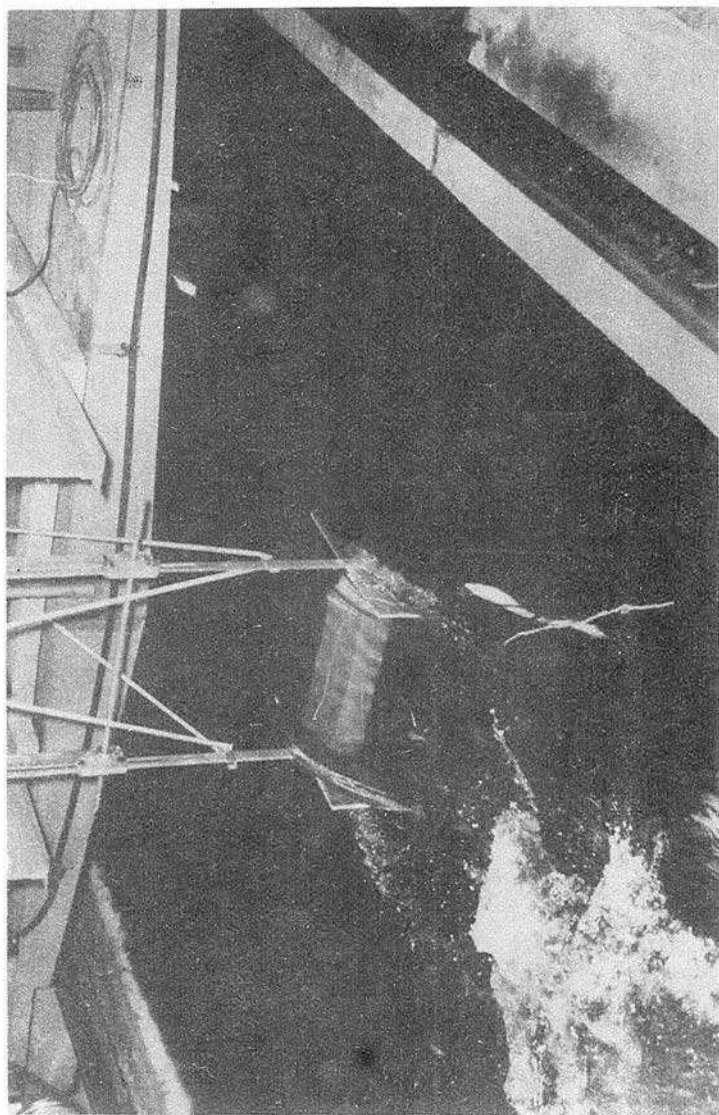


Abb. 14 Körper II/2, Eintauchtiefe 5 cm $v \sim 1,90$ m/s



Abb. 15 Körper 11/2 - 15, Sp. 5, Wintauchtiefe 15 cm,
 $v \sim 0,40 \text{ m/s}$

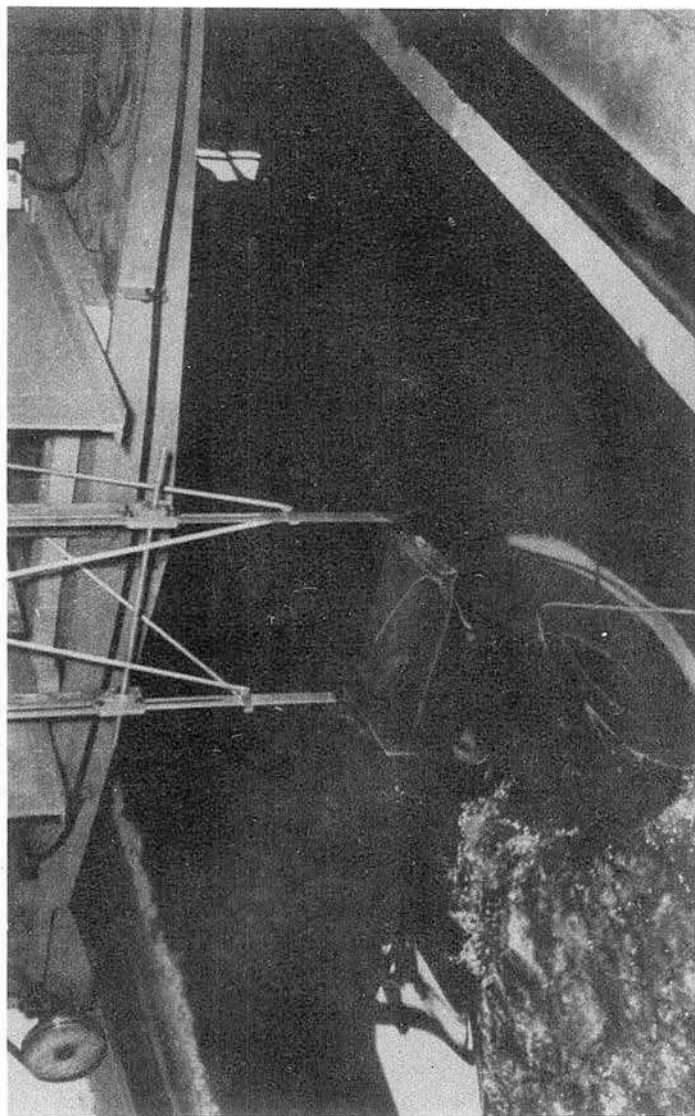
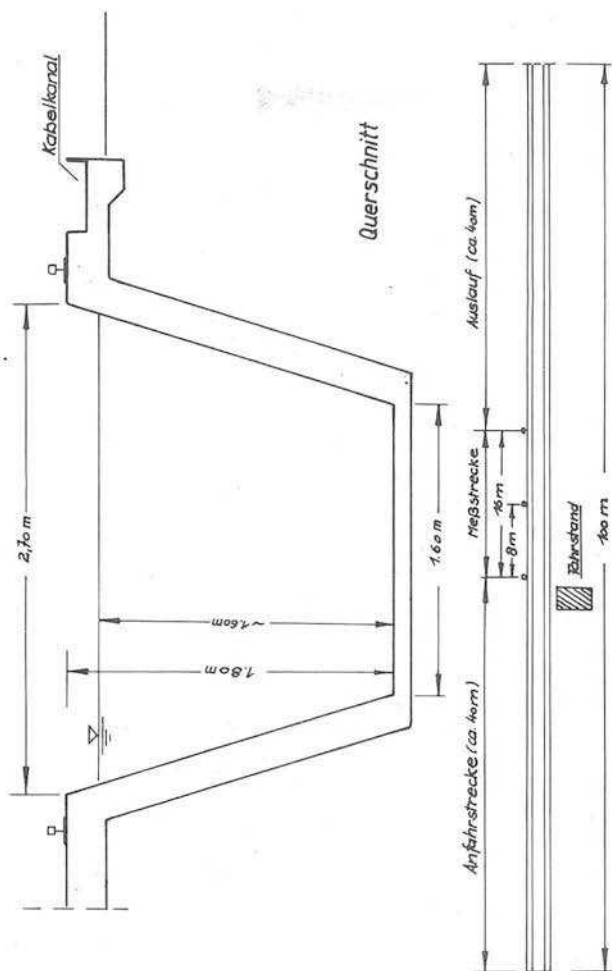


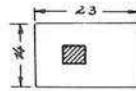
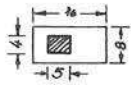
Abb. 16 Körper II/2 - 15, Sp. 5, Eintauchtiefe 15 cm,
 $v \sim 1,40 \text{ m/s}$



Grundriß

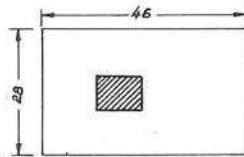
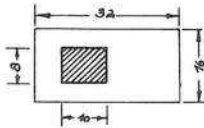
Hauptmaße der Schlepprinne

Körper I/1



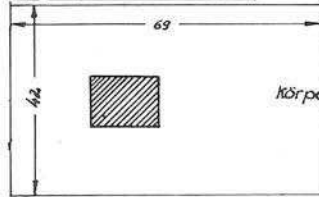
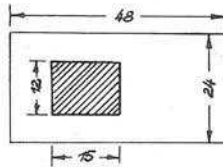
Körper I/2

Körper II/1



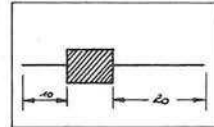
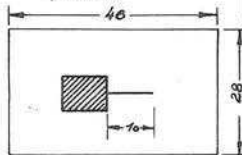
Körper II/2

Körper III/1



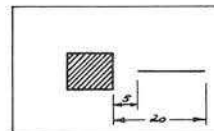
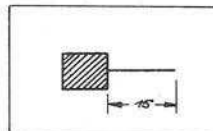
Körper III/2

Körper I/2-10



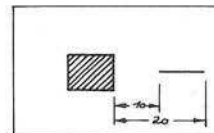
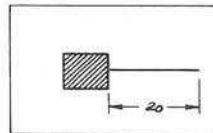
Körper II/2-20/10

Körper II/2-15



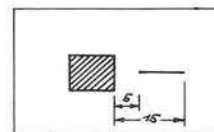
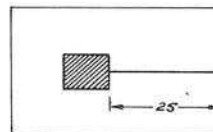
Körper II/2-20,5/5

Körper II/2-20



Körper II/2-20,5/10

Körper II/2-25

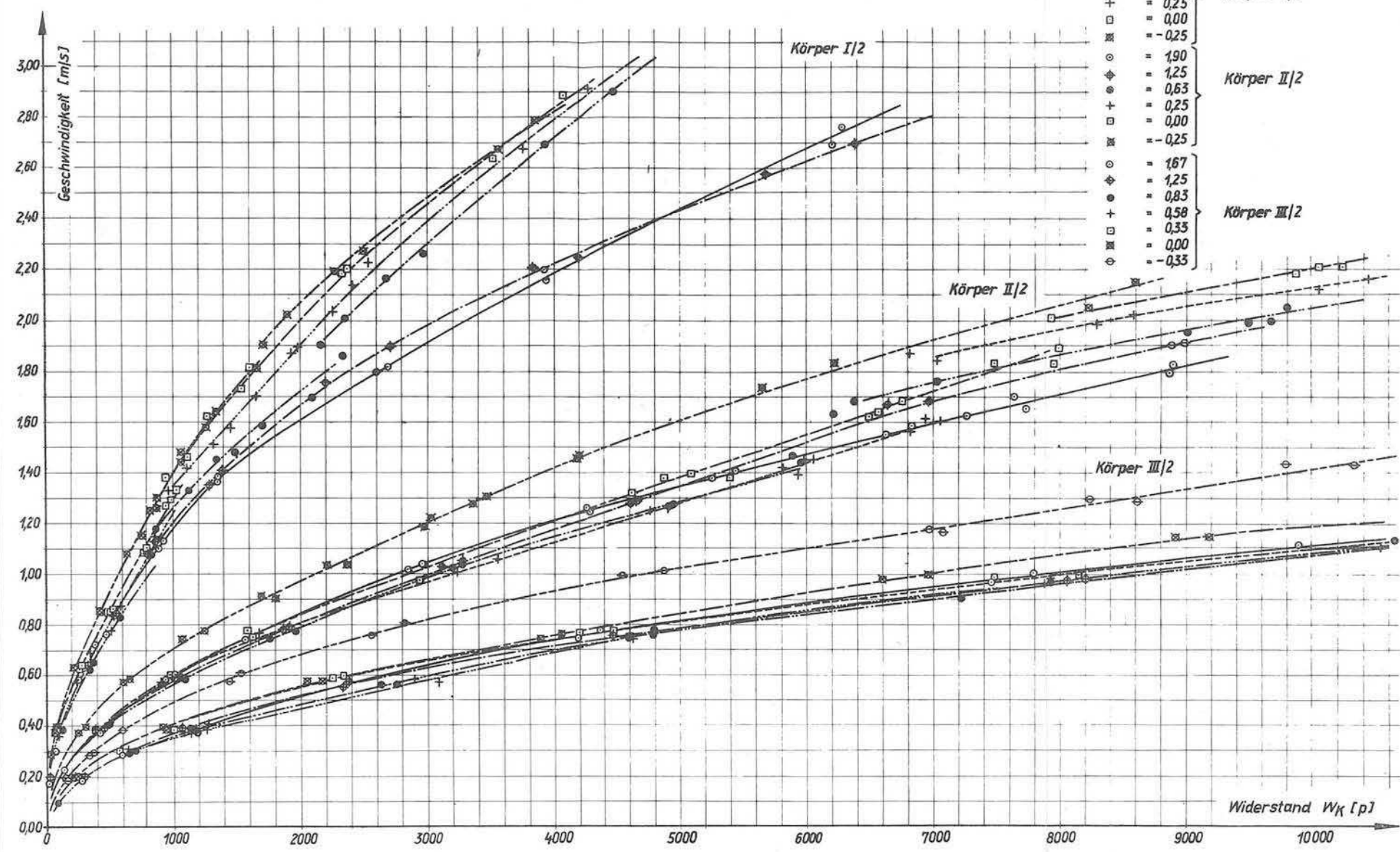


Körper II/2-15,5/5

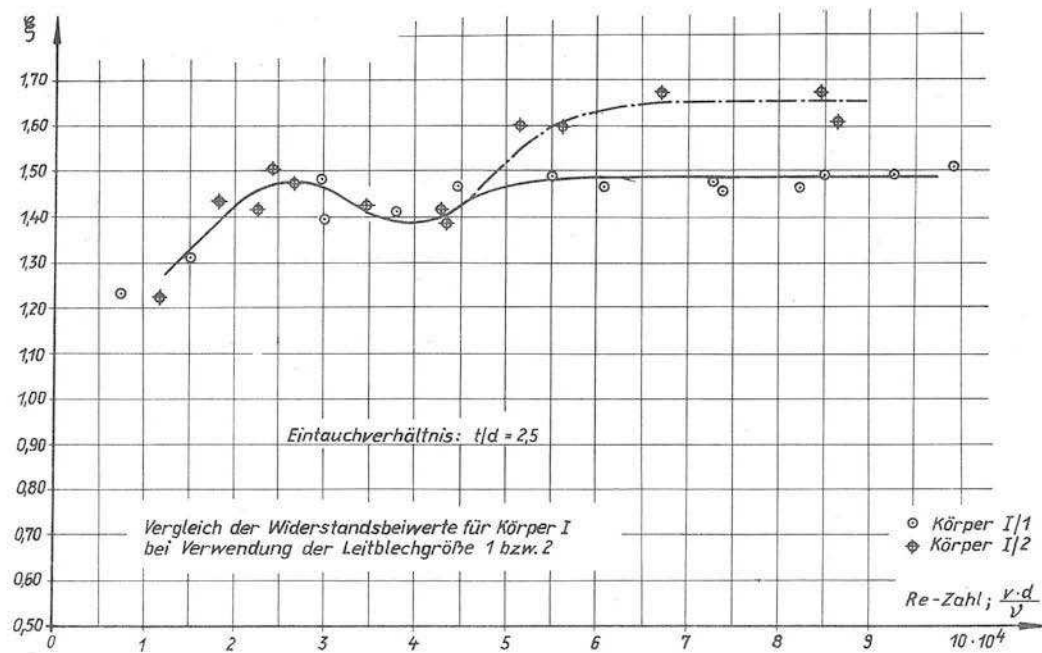
Maße in cm

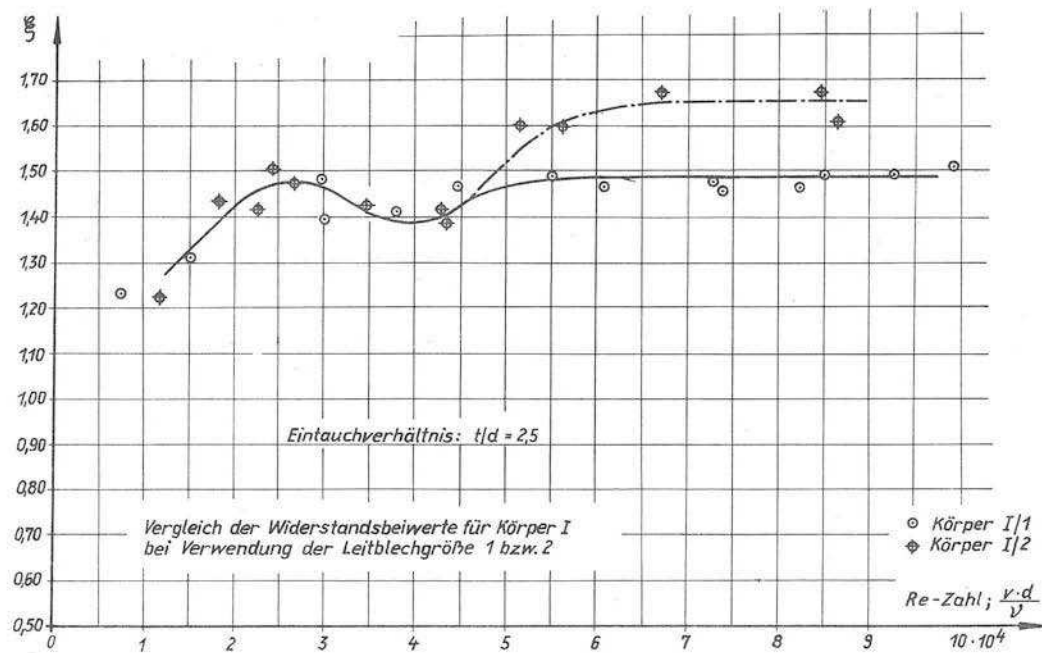
Zusammstellung der untersuchten Störkörper

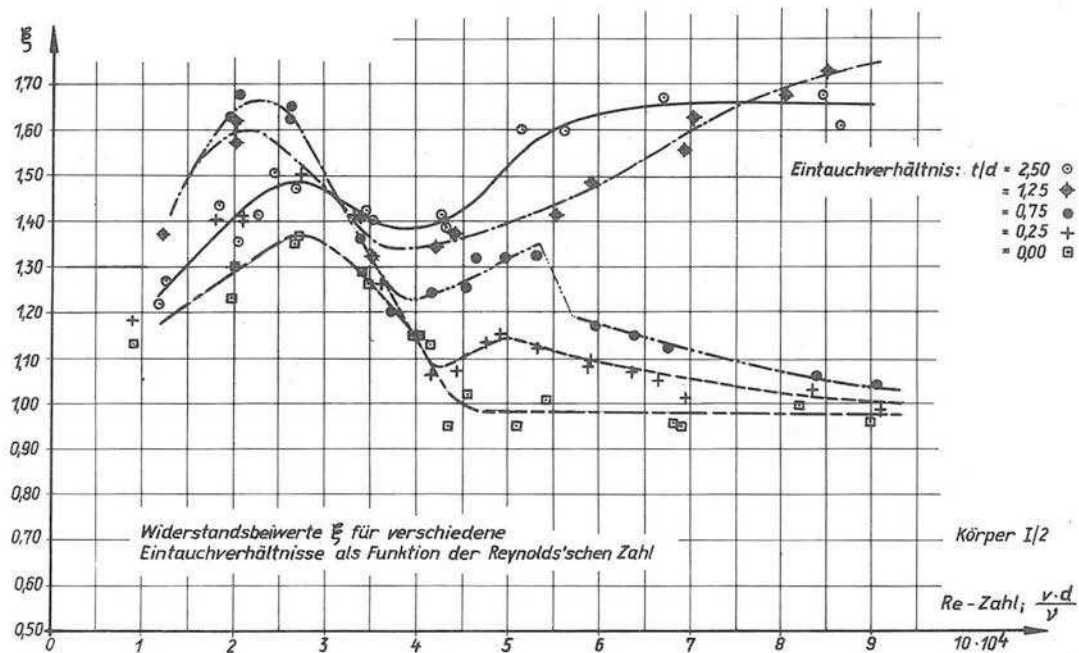
- Symbole:**
- | | | |
|---|---------------|--------------|
| ○ | $t/d = 2,50$ | Körper I/2 |
| ⊕ | $t/d = 1,25$ | |
| ● | $t/d = 0,75$ | |
| + | $t/d = 0,25$ | |
| □ | $t/d = 0,00$ | |
| ⊗ | $t/d = -0,25$ | Körper II/2 |
| ○ | $t/d = 1,90$ | |
| ⊕ | $t/d = 1,25$ | |
| ● | $t/d = 0,63$ | |
| + | $t/d = 0,25$ | |
| □ | $t/d = 0,00$ | Körper III/2 |
| ⊗ | $t/d = -0,25$ | |
| ○ | $t/d = 1,67$ | |
| ⊕ | $t/d = 1,25$ | |
| ● | $t/d = 0,83$ | |
| + | $t/d = 0,58$ | |
| □ | $t/d = 0,33$ | |
| ⊗ | $t/d = 0,00$ | |
| ○ | $t/d = -0,33$ | |

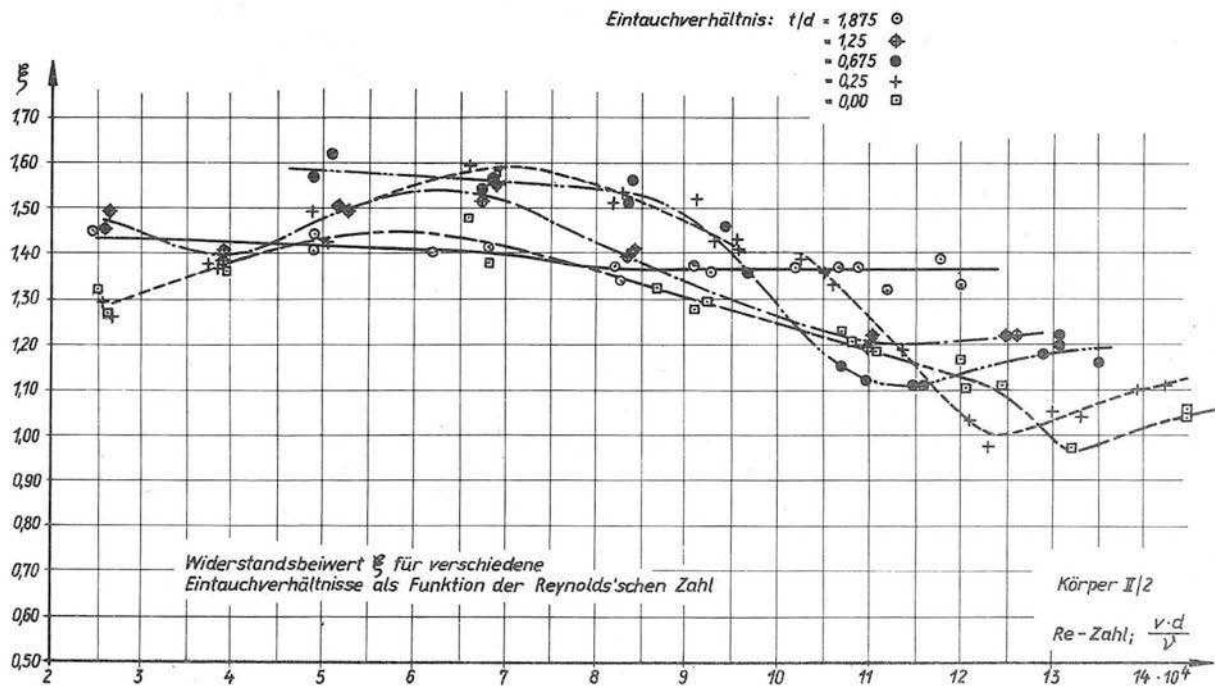


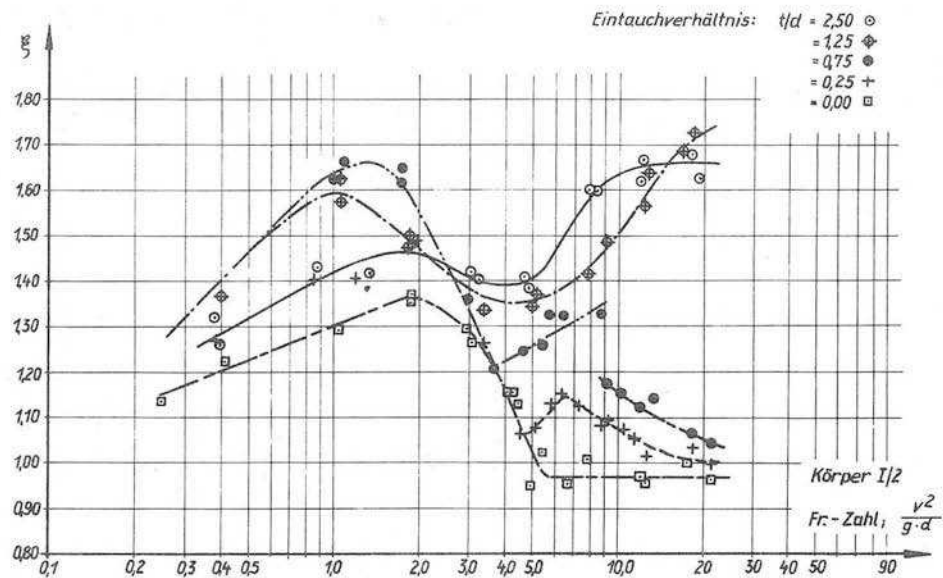
Strömungswiderstand der untersuchten Körper bei verschiedenen Eintauchverhältnissen t/d



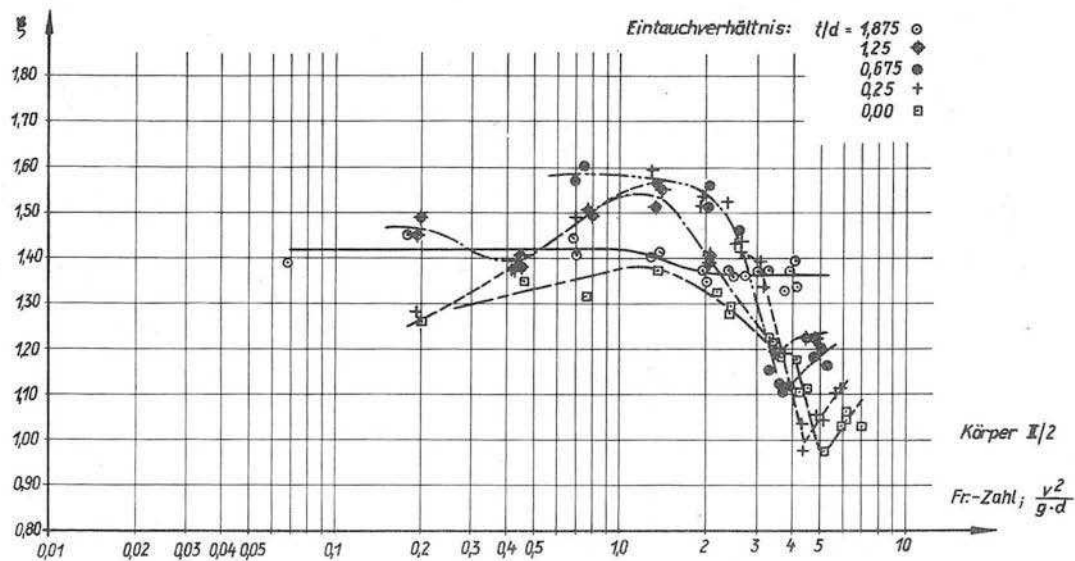




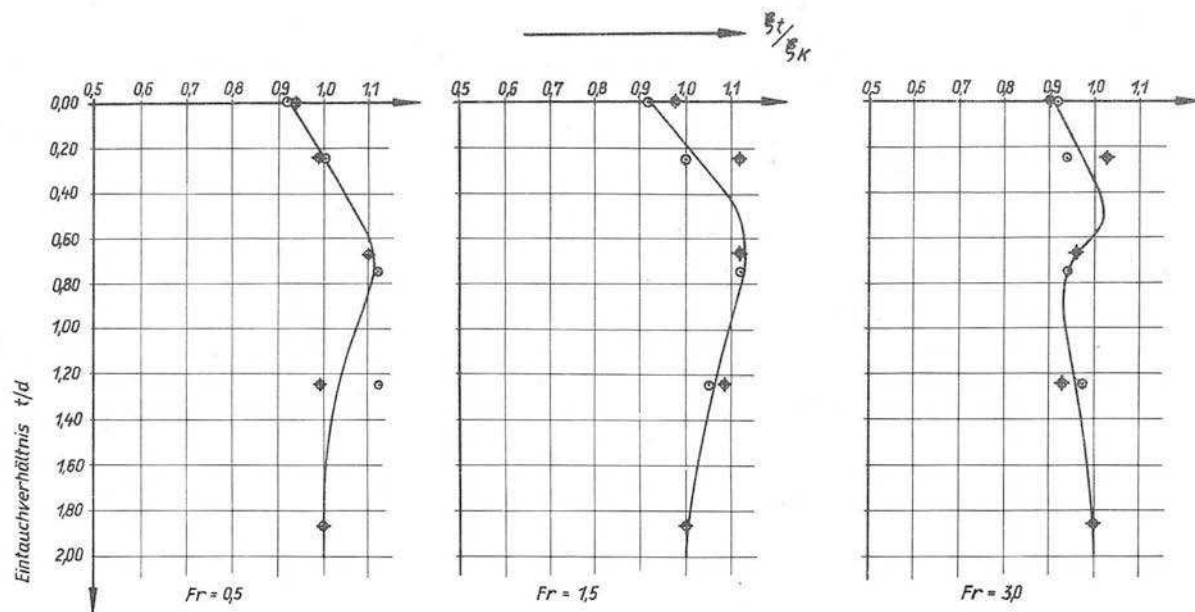


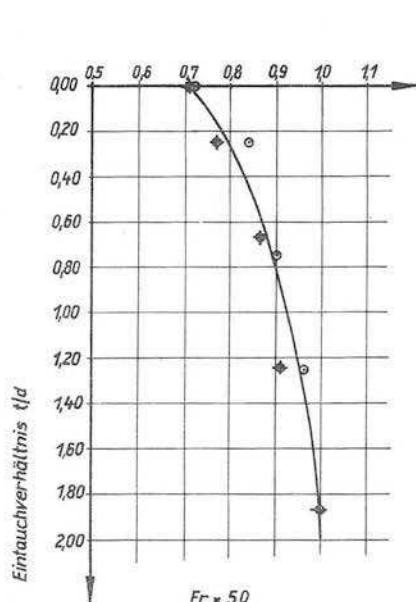


Widerstandsbeiwert ξ für verschiedene
 Eintauchverhältnisse als Funktion der Froudeschen Zahl

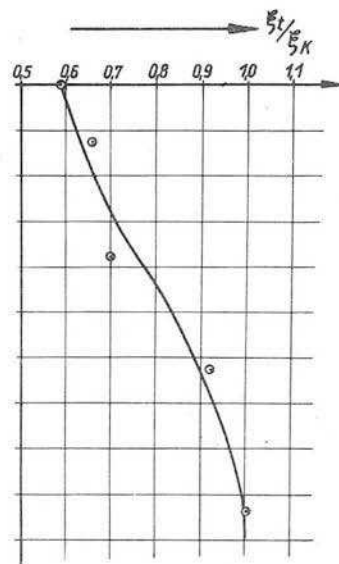


Widerstandsbeiwert ξ für verschiedene
 Eintauchverhältnisse als Funktion der Froudeschen Zahl

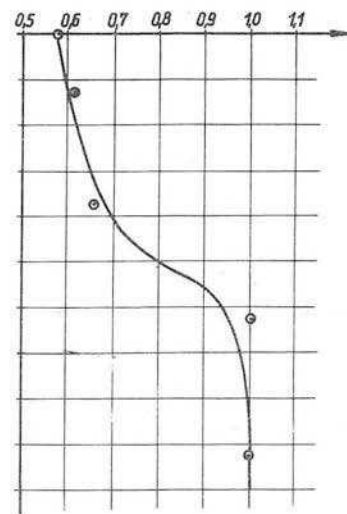




$Fr = 5.0$



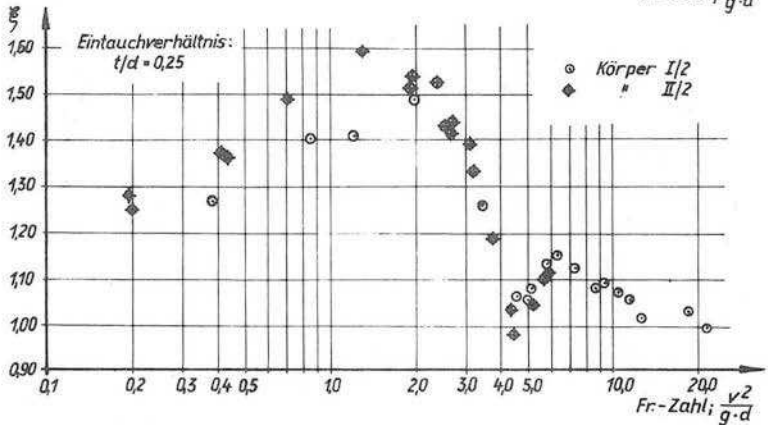
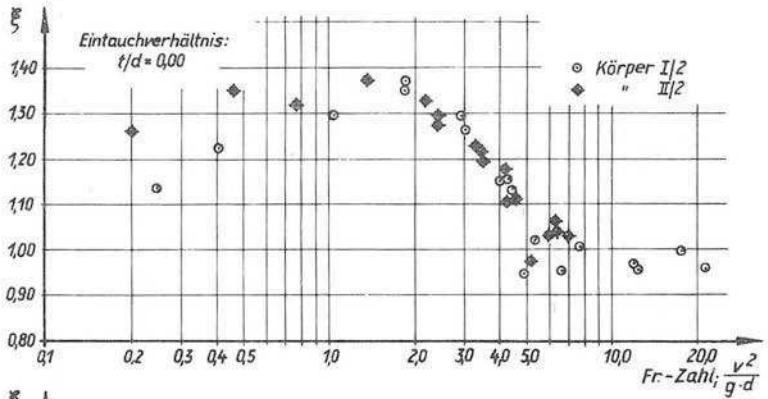
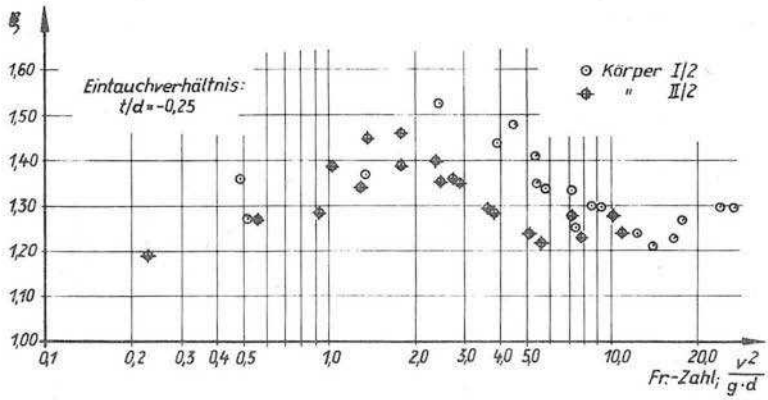
$Fr = 10.0$

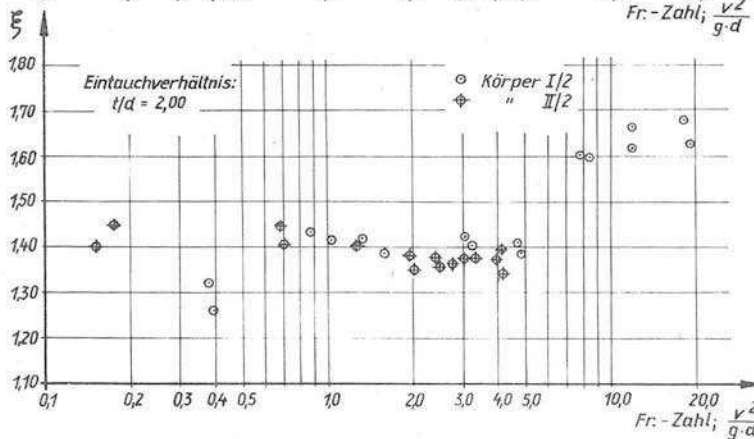
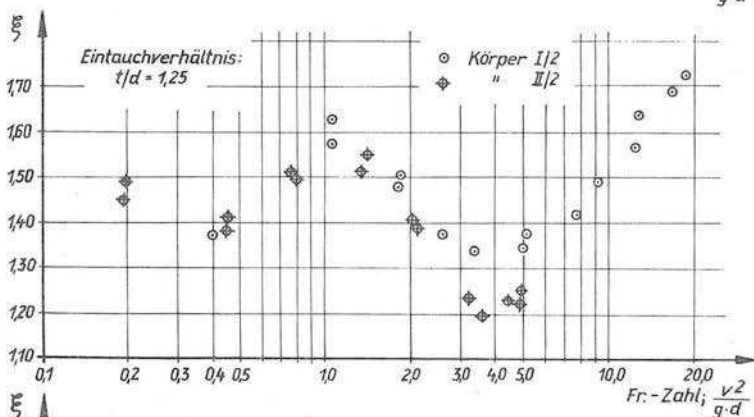
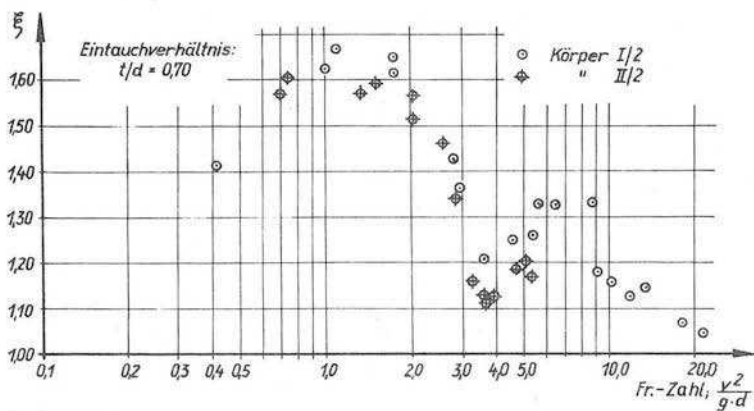


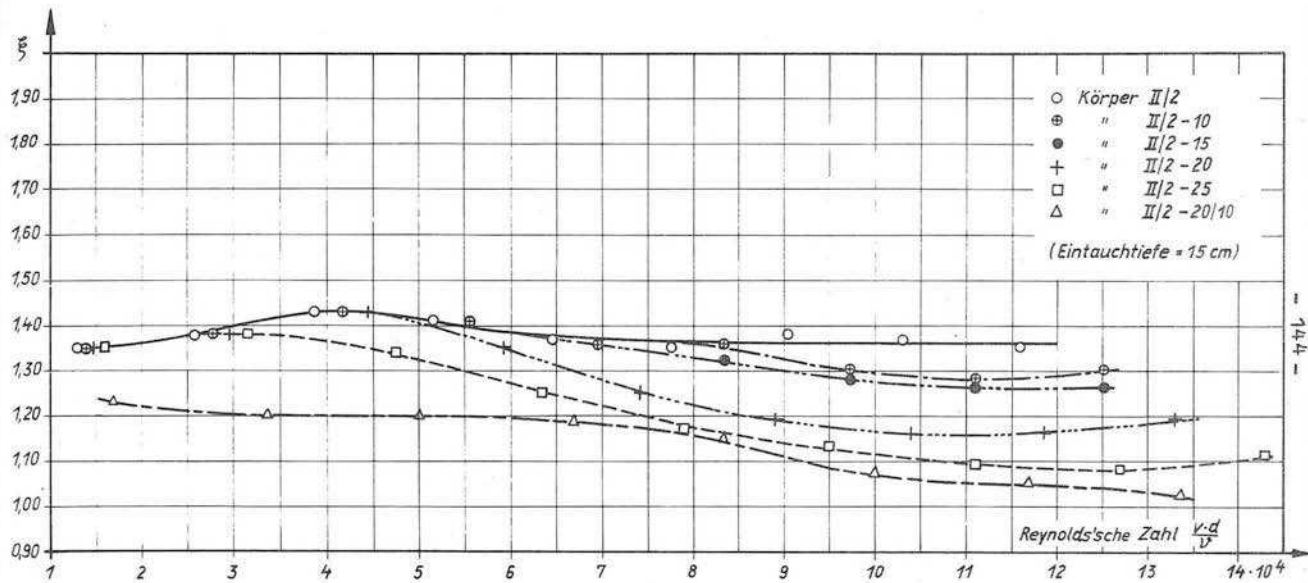
$Fr = 15.0$

Abhängigkeit des Widerstandsbeiwertes ξ_t in Bruchteilen von ξ_K vom Eintauchverhältnis t/d bei verschiedenen Froudeschen Zahlen

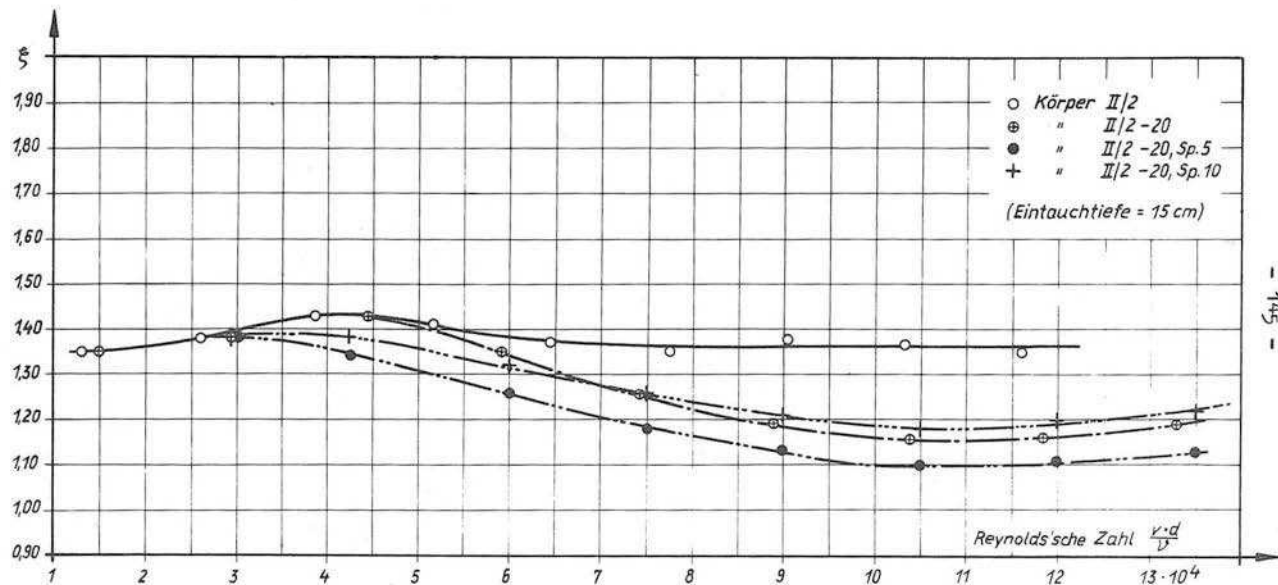
○ Körper I/2
◇ Körper II/2



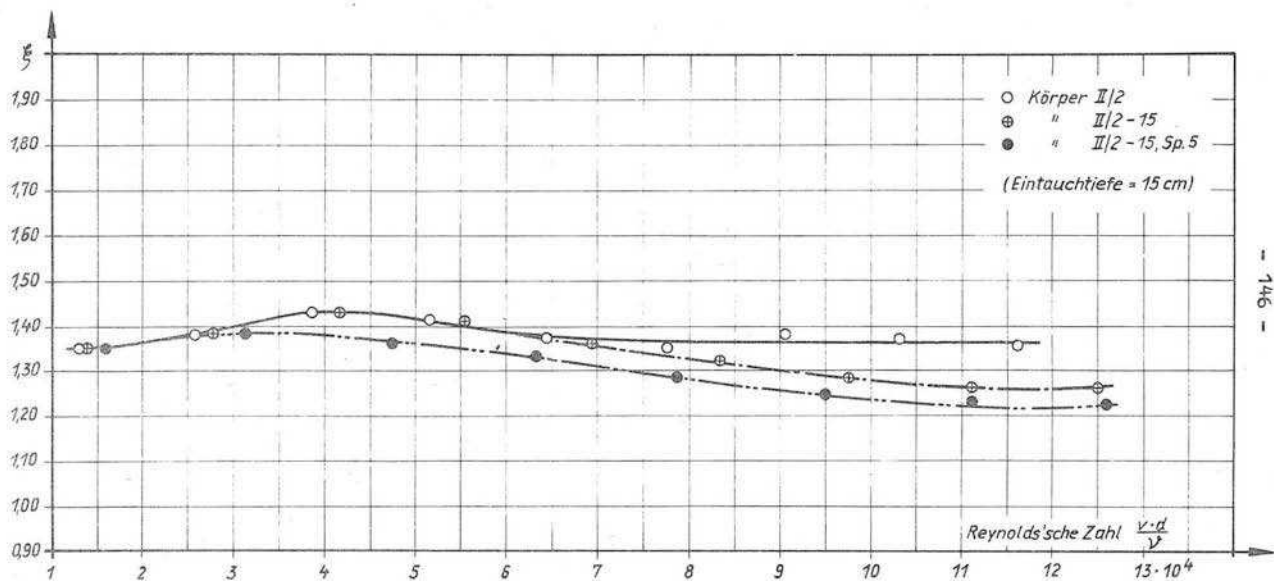




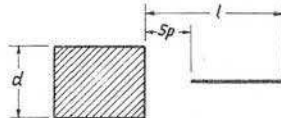
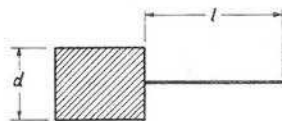
Verringerung des Widerstandsbeiwertes durch Anbau von verschiedenen Leitflossen



Verringerung des Widerstandsbeiwertes durch Anbau von verschiedenen Leitflossen



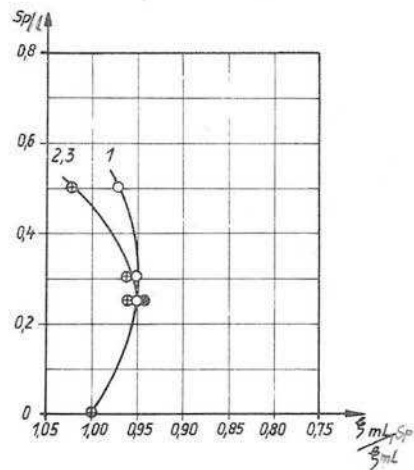
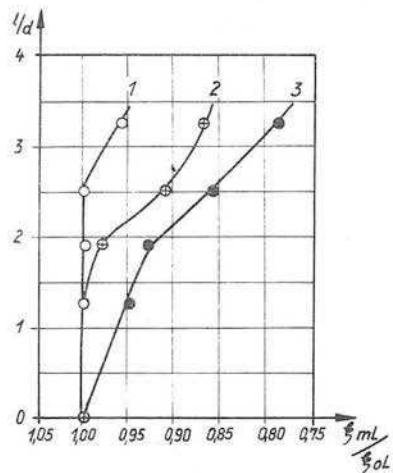
Verringerung des Widerstandsbeiwertes durch Anbau von verschiedenen Leitflossen



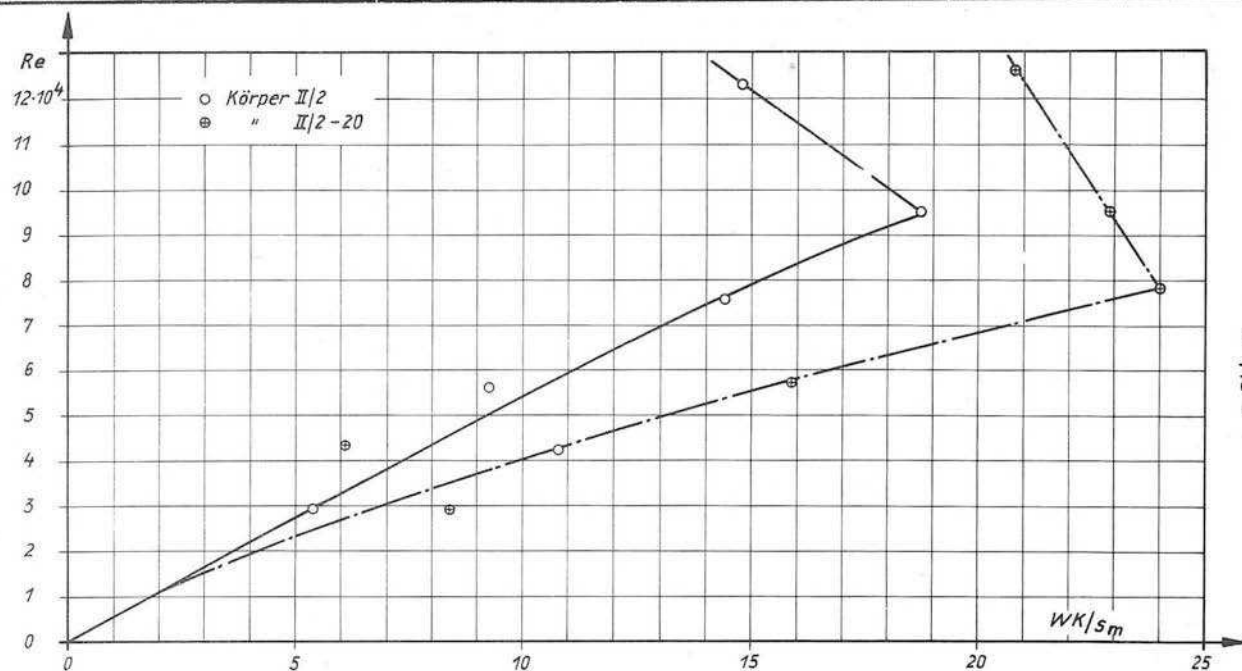
$$1 \quad Re = 4 \cdot 10^4$$

$$2 \quad Re = 8 \cdot 10^4$$

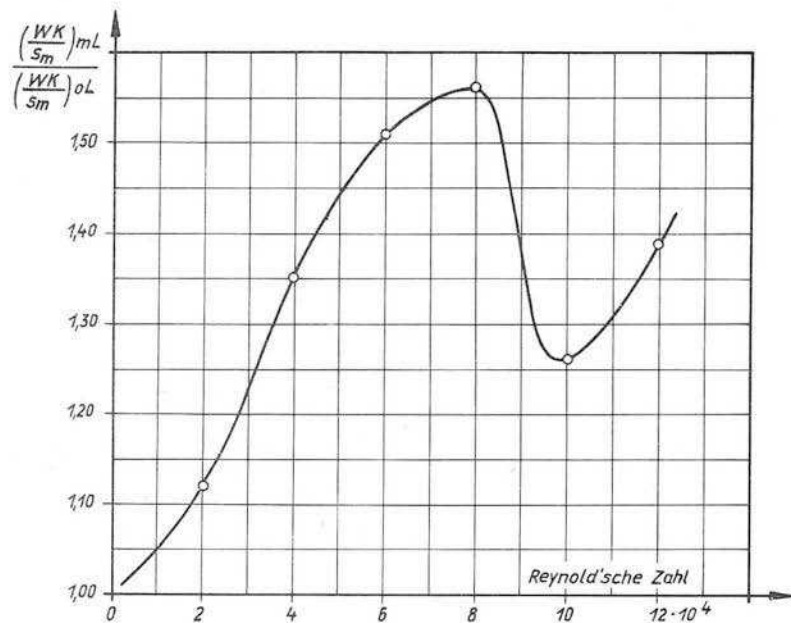
$$3 \quad Re = 12 \cdot 10^4$$



Einfluß des Verhältnisses l/d bzw. Sp/l auf den Widerstandsbeiwert



Verringerung der mittleren Schwingungsweite s_m durch Anbau einer Leitflosse



Verringerung der mittleren Schwingungsweite s_m des Körpers II/2-20 gegenüber der des Körpers II/2

Auszugsweise Wiedergabe eines bisher unveröffentlichten Berichtes aus dem Jahre 1948 zum Thema:

"Modellversuche zur Feststellung der Kräfte, die vom fließenden Wasser auf Dammbalken eines Wehres ausgeübt werden, wenn diese in das Wehr eingesetzt oder aus demselben herausgehoben werden"

Obering. Otto Zschiesche †

1. Ursachen zur Durchführung der Versuche, Aufgabenstellung und Angaben über Naturabmessungen

Die aus Eisenbalken bestehenden Notverschlüsse eines Wehres werden in der Natur mit ihren Enden in Pfeilernischen geführt und mit einem Kran mittels einer Zange herabgelassen bzw. gehoben. Die Versuche sollten die geringsten erforderlichen Gewichte der Balken bestimmen, die noch ein zuverlässiges Absenken derselben im fließenden Wasser gewährleisten, ebenso sollten die Kräfte, die zum Heben der Balken erforderlich sind, ermittelt werden. Darüber hinaus sollten alle horizontalen und vertikalen Kräfte, die vom fließenden Wasser auf die in verschiedenen Tiefen versenkten Balken wirken, aufgemessen werden.

Folgende Naturwerte waren gegeben:

Größte Wassertiefe:	7 m
Lichte Weite des Wehres:	12 m
Höhen der Balken:	zwischen 0,5 bis 1,5 m
Breiten der Balken:	0,7 oder 1,2 oder 1,5 m

2. Maßstabsbestimmung und Modellaufbau

Mit Rücksicht auf die vorhandenen Pumpen wurde nach angestellten Vorberechnungen und auf Grund vorliegender Versuchserfahrungen der Modellmaßstab 1 : 20 gewählt. Die Anl. 1 enthält die zwischen Auftraggeber und Forschungsanstalt vereinbarte Wehr- und Pfeilerform des Modells.

Es wurden im Modell Dammbalken von 25, 50 und 75 mm Höhe entsprechend 0,5 ; 1,0 und 1,5 m in der Natur untersucht, wozu noch ein Zangenbalken von 17,5 mm Höhe im Modell entsprechend 0,35 m in der Natur kam.

Die untersuchten Breiten der Dammbalken waren im Modell 35, 60 und 75 mm, entsprechend 0,7; 1,2 und 1,5 m in der Natur, die Breite des Zangenbalkens beträgt 35 mm bzw. 0,70 m in der Natur (siehe dazu Anl. 2).

4. Ähnlichkeitsbetrachtungen und Zahlen für die Umrechnung der Modellwerte auf die Naturverhältnisse

1. Die zu beobachtenden Vorgänge setzen sich zusammen:

1. Aus der Überströmung des Wehres durch das Wasser und
2. aus den Kräften, die durch das strömende Wasser auf die in die Strömung eingesetzten Dammbalken ausgeübt werden.

Zu 1.:

Da die Überströmung des Wassers unter der Einwirkung der Schwerebeschleunigung erfolgt und dagegen die Reibungskräfte an den Wandungen und im Strahlinnern, wie bereits bei früheren Versuchen in der Forschungsanstalt festgestellt wurde, zurücktreten, sind ähnliche Stromlinien bei gleichen FROUD'schen Zahlen $\frac{v^2}{gl}$ zu erwarten; d. h. die Geschwindigkeiten müssen sich verhalten wie die Wurzeln aus den Längen. In dieser Gleichung bedeuten

v = die Wassergeschwindigkeit in m/s

g = die Erdbeschleunigung in m/s^2

l = eine für den Vorgang charakteristische Länge in m.

Damit ergeben sich, zunächst nur für die Überströmung betrachtet, folgende Beziehungen und Umrechnungszahlen, wenn für das Modell kleine und für die Natur große Buchstaben eingesetzt werden und der Modellmaßstab der Längen, Breiten und Höhen der gleiche, nämlich $1 : n = 1 : 20$, g die Erdbeschleunigung in m/s^2 und γ_w das spezifische Gewicht des Wassers = 1000 kg/m^3 ist:

	Dimension	Natur	Modell	Verhältniszahl: Natur/Modell
Längen, Breiten	m	L	l	$n = 20$
Höhen	m	H	h	$n = 20$
Flächen	m^2	F	f	$n^2 = 400$
Volumen	m^3	V'	v'	$n^3 = 8000$
Gewichte	$kg = \frac{m^3 \cdot kg}{m^3}$	$G' = V' \cdot \gamma_w$	$g' = v' \cdot \gamma_w$	$n^3 = 8000$
Massen	$\frac{kg \cdot s^2}{m}$	$M = \frac{G'}{g}$	$m = \frac{g'}{g}$	$\frac{n^3 (\sqrt{n})^2}{n} = n^3 = 8000$
Zeiten	s	T	t	$\sqrt{n} = 4,472$
Geschwin- digkeiten	m/s	$V = L/T$	$v = l/t$	$\sqrt{n} = 4,472$
Beschleu- nigungen	m/s^2	$B = \frac{dv}{dt}$ $= \frac{d^2 L}{dt^2}$	$b = \frac{dv}{dt}$ $= \frac{d^2 l}{dt^2}$	$\frac{\sqrt{n}}{\sqrt{n}} = 1$
Kräfte	$kg = \frac{kg \cdot s^2}{m}$	$P = M \cdot B$	$p = m \cdot b$	$n^3 = 8000$
Arbeiten	kgm	$A = P \cdot H$	$a = p \cdot h$	$n^4 = 160000$
Leistun- gen	kgm/s	$L = \frac{P \cdot H}{T}$	$l = \frac{p \cdot h}{t}$	$n^{3,5} = 35776$
Spannun- gen	kg/m^2	$\tau_N = \frac{P}{F}$	$\tau_m = \frac{p}{f}$	$n = 20$

Nicht alle Größen werden im vorliegenden Bericht benötigt, sie sind der Vollständigkeit wegen mit aufgeführt worden.

Zu 2.:

A. Solange die Dammbalken beim Einsetzen sich noch z. T. über der Wasseroberfläche befinden, besteht der Widerstand, der vom fließenden Wasser auf die Dammbalken ausgeübt wird,

- a) aus einem Druckwiderstand, der aus der Druckverteilung um den eingetauchten Körper herum herrührt, er wird auch Formwiderstand genannt,
- b) aus einem zusätzlichen Druckwiderstand, der von den Wellen herrührt, die von dem teilweise eingetauchten Körper an der Oberfläche hervorgerufen werden, also einem Wellenwiderstand und
- c) einem Reibungswiderstand, auch Oberflächenwiderstand genannt, der an der Körperoberfläche angreift und von deren Größe und Rauigkeit, von der Wassertemperatur und der Strömungsgeschwindigkeit entlang der Körperoberfläche abhängig ist.

Im vorliegenden Falle sind die Widerstände unter a) und b) noch beträchtlich größer als der Reibungswiderstand unter c), so daß auch im Falle nur teilweiser Eintauchung das FROUDEsche Gesetz Geltung behält und die in der vorstehenden Tabelle aufgeführten Umrechnungszahlen anzuwenden sind.

B. Wenn ein Dammbalken nur wenig unter die Wasseroberfläche eintaucht, so verursacht er vor sich noch immer einen örtlichen Aufstau, dessen Höhe von dem Quadrat der Geschwindigkeit abhängig ist. Die Form der Wasseroberfläche wird noch stark beeinflusst.

Taucht der Dammbalken tief ein, so wird die Beeinflussung durch die Wasseroberfläche geringer. Nach der Potentialtheorie erfährt dann ein eingetauchter Körper keinen Widerstand. Dadurch, daß die Strömung vor und hinter dem Körper in Folge der Ablösungen der Strömung vom Körper verschieden ist und sich Trennschichten und Wirbel bilden, entsteht aber ein Widerstand, der größer ist als der durch das fließende Wasser an der Körperoberfläche hervorgerufene Reibungswiderstand. Da die Dammbalken in Richtung der Wasserströmung relativ kurz sind und ihre vorderen scharfen Kanten die Strömung bereits zur Ablösung bringen, so kann der Reibungswiderstand nur gering sein. Überwiegt der Reibungswiderstand, so müßte die nach dem Vorbild von

NEWTON errechnete Widerstandszahl

$$\zeta = \frac{W}{b \cdot l \cdot \gamma_w \cdot \frac{v^2}{2g}}$$

eine Funktion von der REYNOLDSschen Zahl $\frac{v \cdot b}{\nu}$ sein, d. h. Ähnlichkeit in den Strömungsbildern zwischen Natur und Modell bestehen, wenn die Geschwindigkeiten sich umgekehrt wie die Längen verhalten.

In diesen Gleichungen bedeuten:

W = der gemessene Widerstand im Modell in kg

b = die Höhe des Dammbalkens in m

l = seine Länge in m

v = die Wassergeschwindigkeit in m/s

ν = die kinematische Zähigkeit in $\frac{m^2}{s}$, sie ist dabei 10° Wassertemperatur $1,3 \cdot 10^{-6}$.

Nach früheren in der Forschungsanstalt vorgenommenen, mit ihrer Mitte nur 443 mm unter der Wasseroberfläche geschleppten Körpern folgt die Widerstandszahl ζ noch nicht dem REYNOLDSschen Ähnlichkeitsgesetz. In der Anl. 3 wurden die gemessenen Widerstandszahlen zweier ähnlicher im Maßstab 1 : 2 stehender Körper mit Brückenpfeilerprofil in Beziehung zur REYNOLDSschen Zahl $\frac{vb}{\nu}$ und zur FROUDESchen Zahl $\frac{v^2}{bg}$ aufgetragen. Die Darstellung zeigt, daß die Widerstandszahlen, obwohl diese Körper nicht einmal scharfe Ablösungskanten für das Wasser hatten, sich mehr dem FROUDESchen Gesetz einordnen. Bei FROUDEzahlen über 1 bis 2 stimmen sie überein, bei kleineren laufen sie etwas auseinander. In Beziehung zu den REYNOLDSschen Zahlen fallen sie nicht zusammen, sie nähern sich erst bei größten $\frac{vb}{\nu}$ - Werten. Der Einfluß der Enden der Körper war bei den Versuchen durch seitliche vorn und hinten zugespitzte Begrenzungsplatten, der Einfluß der Oberfläche durch eine waagerechte ebenso angespitzte Platte, deren Widerstand für sich gemessen und eliminiert wurde, ausgeschaltet. Da der Widerstand beider Körper mit dem gleichen Plattengerüst gemessen wurde, bestand darin, trotzdem der Widerstand der Platten rechnerisch eliminiert wurde, eine Unähnlichkeit der Meßanordnung; immerhin scheint die bessere Ähnlichkeit nach FROUDE von der nahen Oberfläche herzurühren.

Bei den Versuchen mit den Dammbalken waren im Modell Wassertemperaturen von $4,8$ bis $5,5^{\circ}$ C, also ν -Werte zwischen $1,555$ bis $1,515 \cdot 10^{-6}$ im Mittel von $1,525 \cdot 10^{-6}$ vorhanden. Die größten REYNOLDSschen Zahlen liegen bei den Versuchen bei dem im Modell $0,025$ m hohen Dammbalken bei rund 66.000 und bei dem $0,075$ m hohen Balken bei rund 144.000 . Die Höhe des Zangenbalkens von $0,0175$ m wurde dabei zur Dammbalkenhöhe hinzugeschlagen. In der Natur würden bei gleicher Temperatur die entsprechenden REYNOLDSschen Zahlen etwa zwischen $6.000.000$ und $13.000.000$ liegen.

Nun wurden in der Forschungsanstalt früher bei den Versuchen Messungen mit einem unter Wasser geschleppten scharfkantigen rechtwinkligen Prisma mit einer Dicke $b = 0,05$ m und 300 mm Länge, in Strömungsrichtung gemessen, vorgenommen. Die Grenze zwischen dem Übergang aus der laminaren zur turbulenten Bewegung lag dabei bei einer REYNOLDSschen Zahl $\frac{vb}{\nu}$ von 6.400 . Über dieser Zahl war die aus dem gemessenen Widerstand nach dem Vorbild von NEWTON berechnete, bereits oben beschriebene Widerstandszahl ξ konstant und lag bei $0,90$. Die Untersuchungen erstreckten sich bis zu REYNOLDSschen Zahlen von 171.000 . Bei kantigen, in einer Strömung liegenden Körpern wurden auch bei Versuchen in Göttingen, die sich bis zu REYNOLDSschen Zahlen bis $1.000.000$ erstreckten, konstante Widerstandszahlen festgestellt. Die Ablösungsstellen für das Wasser liegen durch die scharfen Kanten genau fest, so daß mit Bestimmtheit damit zu rechnen ist, daß auch bei noch weit größeren REYNOLDSschen Zahlen ξ konstant bleibt. Da die untersuchten Dammbalken in Strömungsrichtung gesehen nur die verhältnismäßig kurzen Abmessungen von $0,7$ bis $1,5$ m haben, ist das Konstantbleiben der ξ -Werte als ganz sicher anzusehen. Damit ergibt sich für die horizontalen Kräfte, die auf die untergetauchten Dammbalken wirken, folgende Ähnlichkeitsbetrachtung zwischen Modell und Natur:

$$\begin{aligned} \text{Es ist im Modell} \quad w &= \xi \cdot b \cdot l \cdot \gamma_w \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{in kg} \quad \text{und es ist} \\ \text{in der Natur} \quad W &= \xi \cdot B \cdot L \cdot \gamma_w \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \text{in kg} \\ W &= \xi \cdot nb \cdot nl \cdot \gamma_w \cdot \frac{(\sqrt{n} \cdot v)^2}{2g} = n^3 \cdot w, \end{aligned}$$

d. h., da die Werte für ähnliche Dammbalken und Wehreinbauten für das Modell und die Natur gleich sind, sind auch bei den untergetauchten scharfkantigen Dammbalken die Kräfte mit der 3^{ten} Potenz in die

Natur zu übertragen, d. h., da die Geschwindigkeiten des über ein Wehr fließenden Wassers nach dem FROUDEschen Gesetz wie oben gezeigt wurde, mit der Wurzel aus dem Maßstab zu übertragen sind, gilt auch für die Kräfte, die auf die untergetauchten scharfkantigen Dammbalken ausgeübt werden, das FROUDEsche Gesetz, denn es ist die FROUDEsche Zahl $F_{\text{Mod.}} = \frac{v^2}{gb}$ und in der Natur

$$F_{\text{Nat.}} = \frac{V^2}{gB} = \frac{(n \cdot v)^2}{gnb} = F_{\text{Mod.}}$$

Hierin sind b und B die Höhe zweier ähnlicher Dammbalken im Modell und in der Natur.

Aus den obigen Gleichungen für w und W wird dann:

$$w = \frac{\xi \cdot b^2 \cdot \gamma_w \cdot F_{\text{Mod.}}}{2} \quad \text{und} \quad W = \frac{\xi \cdot B^2 \cdot \gamma_w \cdot F_{\text{Nat.}}}{2}$$

$$w = \frac{\xi \cdot b^2 \cdot \gamma_w}{2} \cdot F_{\text{Mod.}} \quad \text{und} \quad W = \frac{\xi \cdot n^2 \cdot b^2 \cdot n \cdot \gamma_w \cdot F_{\text{Nat.}}}{2}$$

$$W = \frac{n^3 \cdot w \cdot F_{\text{Nat.}}}{F_{\text{Mod.}}}$$

d. h. nur für Zustände, bei denen die FROUDEsche Zahl des Modells gleich der in der Natur ist, kann der im Modell an scharfkantigen Dammbalken gemessene Widerstand mit der dritten Potenz des Maßstabes in die Natur übertragen werden. Was hier für die waagerechte Komponente des Gesamtwiderstandes abgeleitet wurde, gilt auch für die Komponente in der Senkrechten.

II. Bei den Versuchen mußten noch folgende Grenzen eingehalten werden:

1. Die Strömung durfte im Modell nicht laminar werden.
2. Schießende Strömung soll im Modell nur da vorhanden sein, wo das Wasser auch in der Natur schießt; dann kann erwartet werden, daß die Einwirkungen der Strömung auf den Dammbalken im Modell und in der Natur gleich sind.

Zu 1.:

In offenen Gerinnen liegt nach früheren Versuchen die Grenze zwischen der laminaren Bewegung und dem Übergang zur turbulenten bei der REYNOLDSchen Zahl von rund $\frac{v \cdot r}{\nu} = 1.140$. Bei einem Zulaufquerschnitt zum Wehr von $f = 0,55 \text{ m}^2$ und einem Umfang $u = 2,1 \text{ m}$ wird der hydraulische Radius

$$r = \frac{f}{u} = \frac{0,55}{2,1} = 0,262.$$

Für eine Temperatur des Wassers von 5°C ist $\nu = 1,525 \cdot 10^{-6}$. Damit errechnet sich eine erforderliche Mindestgeschwindigkeit im Zulauf zum Wehr von

$$v = \text{rund } \frac{1.140 \cdot 1,525}{0,262 \cdot 10^6} = 0,0067 \text{ m/s}$$

und eine sekundliche Mindestwassermenge q von $0,0067 \cdot 0,55 = \text{rd. } 0,0037 \text{ m}^3/\text{s}$.

Die erforderliche Durchflußmenge durch das Gerinne wird noch kleiner, wenn man den Querschnitt über dem Wehrrücken betrachtet. Dort ist die Fläche $f = 0,35 \cdot 0,6 = 0,21 \text{ m}^2$, der Umfang $u = 0,6 + 2 \cdot 0,35 = 1,3 \text{ m}$, der hydraulische Radius $r = \frac{f}{u} = \frac{0,21}{1,3} = 0,1615 \text{ m}$. Somit wird für eine Wassertemperatur von 5°C mit einem Wert $\nu = 1,525 \cdot 10^{-6}$ die kleinste zulässige Wassergeschwindigkeit

$$v = \frac{1.140 \cdot 1,525}{0,1615 \cdot 10^6} = 0,0108 \text{ m/s}.$$

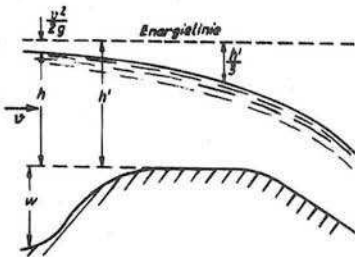
was einer sekundlichen Mindestwassermenge von

$$q = f \cdot v = 0,21 \cdot 0,0108 = 0,0022 \text{ m}^3/\text{s}$$

entspricht. Diese Wassermengen, sowohl $0,0022$, als auch $0,0037 \text{ m}^3/\text{s}$ werden bei den Messungen im Modell stets überschritten, so daß stets turbulente Wasserbewegung vorhanden war.

Zu 2.:

Der Wechsel vom Strömen zum Schießen tritt bei einem Überfall mit rechteckigem Querschnitt ohne Einbauten und wenn, was bei beschleunigter Bewegung zulässig ist, die Reibung vernachlässigt wird, an



der Stelle des Überfalles ein, bei der die Abenkung des Wasserspiegels von der Energielinie ein Drittel der Höhe h' vom Wehrrücken bis zur Energielinie ist. Eine ganz vollkommene Ähnlichkeit im Wechsel zum Schießen kann, wie leicht einzusehen ist, nur dann entstehen, wenn die Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ in der Natur

$$= n \frac{v^2}{2g} \text{ des Modells ist, denn damit}$$

wird, da $H = n h$ ist, auch $H' = n h'$ und $\frac{H'}{3} = \frac{n h'}{3}$.

Diese Bedingung kann nur erfüllt werden, wenn die μ -Werte in den Gleichungen für die sekundlichen Überfallmengen

$$q = \frac{2}{3} b \mu_{\text{Mod.}} h' \sqrt{2 g h'} \quad \text{und} \quad Q = \frac{2}{3} B \mu_{\text{Nat.}} H' \sqrt{2 g H'}$$

gleich sind.

Nach Versuchen der Forschungsanstalt sind bei geometrisch ähnlichen Überfällen bei gleichem sogenannten Öffnungsverhältnis $\frac{h'}{h' + w}$ auch etwa gleiche Überfallwerte μ vorhanden. Es wurde jedoch bei einem rundkronigen Überfallrücken ein Maßstabseinfluß nachgewiesen, der bei einem Maßstab 1 : 20 einen rd. 4 % kleineren μ -Wert ergab als bei der Naturgröße. Die Überfallmenge kann demnach in der Naturausführung 4 % größer werden, wenn bei der vorliegenden Wehrform die gleiche prozentuale Abflußverminderung vorausgesetzt wird. Dies verursacht keine ins Gewicht fallende Verschiebung der Grenze zwischen Strömen und Schießen, weil die Überfallhöhen h bzw. H gegenüber den auftretenden Geschwindigkeitshöhen groß sind.

Doch sei hier auf folgendes hingewiesen:

Der Unterschied in den μ -Werten wirkt sich auch auf die Kräfte aus. Da diese die Funktion des Quadrates der Geschwindigkeit sind, können die Kräfte in der Natur bis auf das $(1,04)^2 = 1,082$ -fache der im Modell gemessenen und rechnerisch in die Natur übertragenen anwachsen.

5. Beobachtete Schwingungen an dem Modell-Damm balken

In der Forschungsanstalt wurden in den früheren Jahren Versuche über die Ursachen der zuweilen an den unter- und überströmten Wehren auftretenden Schwingungen durchgeführt. Es soll hier nicht näher darauf eingegangen werden. Nur darauf sei hingewiesen, daß bei den unterströmten Wehren die an den Wehren unten angebrachten rechteckigen Dichtungsbalken sich als hauptsächlichste Ursache der Schwingungen herausgestellt haben. Die durch Ablösungen des Wassers an den Kanten der Balken entstandenen Wasserwalzen zeigten wechselnde, aber periodisch stets wiederkehrende Formen, die wechselnde Drücke auf die Dichtungsbalken ausübten und dadurch die Wehrschwingungen anfachten.

Bei überströmten Wehren traten Schwingungen sowohl an beweglichen Überfallklappen als auch an festen, betonierten Wehrrücken auf. Meist war dabei unter dem Überfallstrahl ein Luftraum vorhanden, dessen Druck durch den Überfallstrahl Schwankungen erfuhr, die auf den Überfallstrahl und die beweglichen Klappen, sofern solche vorhanden waren, zurückwirkten und die Schwingungen beider anfachten.

Bei den vorliegenden Dammbalkenversuchen ist als Folge ihrer Unter- und Überströmung meist keine Luft unter dem Überfallstrahl vorhanden, so daß als Ursache etwaiger Schwingungen innerhalb des Spiels, das durch die an den Waagebalken befindlichen Anschläge zugelassen wurde, hauptsächlich die Unterströmung erwartet werden muß.

Bei den Schwingungsuntersuchungen an unterströmten Wehren hatte sich sowohl in der Natur als auch im Modell ergeben, daß die Schwingungen bei kleineren Hüben auftraten, während sie bei größeren verschwanden. Sie wurden auch nur bei bestimmten Unterwasserständen beobachtet. Demzufolge konnten bei den Versuchen mit den Dammbalken für einige Stellungen derselben ebenfalls Schwingungen erwartet werden. Es wurden aber stattdessen fast bei allen Messungen z. T. sehr starke, z. T. nur geringe Schwingungen, die auf den Anlagen auch mit Pendelungen bezeichnet wurden, beobachtet. Die Messungen mußten deshalb so ausgeführt werden, daß die beiden vertikalen und die beiden horizontalen Kräfte ausgewogen wurden, die die Dammbalken erst an die Anschläge der Waagebalken in der einen und dann an die der anderen Richtung gerade zur Anlage brachten. Die aus beiden Kräften gemittelten Werte können dann als Kräfte angespro-

chen werden, die vom fließenden Wasser auf die Dammbalken ausgeübt werden, zu denen dann, damit die Dammbalken ganz sicher die Wehrlücke schließen, die größte halbe Differenz der zwischen den Anschlägen ermittelten Kräfte hinzugezählt werden muß.

Das Auswiegen von stets 2 Kräften statt der für die meisten Messungen erwarteten einen Kraft und die dabei vorhandene Erschwerung durch die Schwingungen hat die Messungen und die Auswertungen gegenüber der Voraussicht bedeutend langwieriger gestaltet.

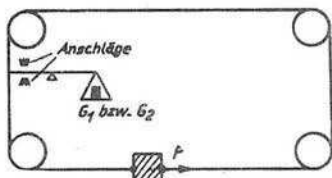
6. Versuchsdurchführung und Ergebnisse

6.1 Versuchsdurchführung

Für jeden Dammbalken wurden bei konstant gehaltenem Oberwasser von 7 m über dem Wehrrücken Messungen für verschiedene Höhenlagen durchgeführt. Dabei wurde zunächst angenommen, daß noch kein Dammbalken in das Wehr eingebaut war. Sodann wurden die gleichen Messungen für Zustände, bei denen bereits ein oder mehrere Dammbalken eingebaut waren, angestellt.

Für jede derartige Dammbalkenstellung wurden die Vertikal- und Horizontalkräfte sowie die sekundlich abfließende Wassermenge gemessen.

Bei der Auswertung der Meßergebnisse heben sich die Reibungsanteile der Kräfte im Modell heraus, wenn die Weiterverarbeitung der Ergebnisse mit den aus den jeweiligen Grenzkraften gemittelten Kräften erfolgt. Wird nach der nebenstehenden Prinzipskizze die



auf einen Körper wirkende Kraft P mit der Waage W so ausgewogen, daß der Waagebalken einmal am oberen Anschlag, einmal am unteren anliegt, so lassen sich folgende Gleichungen aufstellen:

1. Der Waagebalken wird durch ein Gewicht G so belastet, daß er aus seiner Mittellage gerade an den oberen Anschlag wandert, dann ist

$$G_1 = P + R,$$

worin R die gesamte im System vorhandene Reibung bedeutet.

2. Das auf der Waage befindliche Gewicht wird vorsichtig bis auf das Gewicht G_2 so verkleinert, daß der Waagebalken sich gera-

de an den unteren Anschlag anlegt, dann ist

$$G_2 = P - R .$$

Durch Addition beider Gleichungen wird

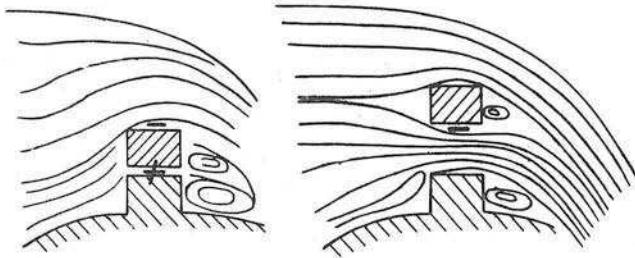
$$\frac{G_1 + G_2}{2} = P ,$$

die Reibung R hebt sich also heraus und die auf dem Körper wirkende Kraft ist gleich dem Mittel aus den Gewichten G_1 und G_2 . Bei dieser Rechnung wurde die zulässige Annahme gemacht, daß in beiden Bewegungsrichtungen eine gleich große Reibung R vorhanden ist.

6.2 Ergebnisse

Auf Anl. 4 wurden die an den Dammbalken gemessenen mittleren Vertikalkräfte gegenübergestellt. Es lassen sich für die auftretenden Vertikalkräfte aus dieser Anl. 4 folgende Schlüsse ziehen:

Bei Lagen der Dammbalkenunterkante von 1 bis 1,3 m, in wenigen Einzelfällen von 2 m über dem Wehrrücken oder einem Einbau, wachsen die Vertikalkräfte mit größer werdender Breite der Dammbalken und wirken nach unten. Bei kleineren Höhenlagen liegen die Kräfte der 1,2 m breiten Dammbalken über denen des 0,7 m breiten, während die Vertikalkräfte am 1,5 m breiten Balken z. T. zwischen, bei den Lagen dicht über dem Wehrrücken bzw. den Einbauten sogar unter den Breiten von 0,7 und 1,2 m liegen und beträchtliche nach oben wirkende Kräfte erreichen. Eine Erklärung für diese Beobachtungen kann an Hand der untenstehenden Skizze gegeben werden. Bei ganz kleinem



Spalt bei breiten Dammbalken, auch bei etwas größerem Spalt zwischen Unterkante des Dammbalkens und Wehrrücken bzw. Einbau fließt

nur wenig Wasser durch diesen Spalt. Dadurch gelangt der Oberwasserdruck z. T. unter den Dammbalken und drückt ihn nach oben und zwar umsomehr, als durch die Strömung über den Dammbalken, wenn diese nicht zu hoch sind (bis 1,0 m), und durch die Ablösung des Wassers an der oberen scharfen Kante über den Dammbalken eine Druckverminderung auf der oberen Fläche der Dammbalken eintritt.

Befindet sich der Balken in etwas höherer Lage, so wird die Druckverminderung über dem Dammbalken geringer, weil dort die Strömungsgeschwindigkeit kleiner wird; aber unter den Dammbalken bildet sich in Folge der größerwerdenden Geschwindigkeit ein Unterdruck, so daß daraus nach unten wirkende Vertikalkräfte resultieren. Die Größe der Vertikalkräfte kann für gegebene Dammbalken von Fall zu Fall aus den Auftragungen abgelesen, für in ihrer Größe dazwischen liegende Dammbalken können die Kräfte interpoliert werden. Zu den nach oben wirkenden Kräften muß dann der Auftrieb und sicherheits halber ein Betrag für eine nach oben gerichtete "Schwingungskraftkomponente" von rd. 8 - 14 t bei schmalen und niedrigen und 5 - 8 t bei breiteren und hohen Dammbalken hinzu geschlagen werden. Das Gewicht von Damm- und Zangenbalken muß dann so groß sein, daß diese Kräfte und auch noch die Reibungskräfte, welche aus den Horizontalkräften durch Reibung der Balken an den Nischenflächen entstehen, überwunden werden.

In gleicher Weise wie die Vertikalkräfte wurden in der Anl. 5 die gemessenen mittleren waagerechten Kräfte für gleiche Dammbalkenhöhen und Einbauten miteinander verglichen.

Die Linienzüge zeigen im allgemeinen eine gleiche Charakteristik. Die auf die Dammbalken wirkenden waagerechten Kräfte fallen mit größer werdendem Abstand von dem Wehrrücken bzw. der Oberkante der Einbauten. Von einer gewissen Höhenlage an nehmen dann die Kräfte schneller auf Null oder doch in Richtung auf einen Nullwert ab. Bei einigen Einbauten liegen die Linienzüge für die waagerechten Kräfte bei gleich hohen, aber den drei verschieden breiten Dammbalken gut aufeinander, zuweilen fallen sie nicht zusammen. Eine stets gleiche Reihenfolge dieser Kräfte in Beziehung zur Breite der Dammbalken ist nicht feststellbar. In mehreren Fällen liegen die Kräfte der 1,5 m breiten Balken am niedrigsten, sehr oft tun dies die der 0,70 m breiten Balken. Die bei den Versuchen

sondern als Gerade gezeichnet, weil die Strömung bei teilweiser Austausch sich praktisch vor dem Balken aufstaut, wodurch, wie die Messungsergebnisse zeigen, w sich mehr geradlinig mit der Höhenlage der Dammbalken ändert.

Für die Berechnung der w-Linie wurden die in der Anl. 6 dargestellten Messungsergebnisse benutzt, die ohne Dammbalken sowie ohne und mit verschiedenen hohen Einbauten mit einem Oberwasserstand 7 m über dem Wehrrücken gewonnen wurden. Es sind dies die sekundlichen Abflußmengen, die daraus berechneten Höhenlagen der Energielinie im Oberwasser und der Wasserstand an der Oberwasserseite der Dammbalkenkennische.

Ein Vergleich der gemessenen waagerechten Kräfte mit diesen errechneten w-Kräften zeigt in den höheren Lagen der Dammbalken eine recht gute Übereinstimmung.

Ohne und bei Einbauten unter 2 m Höhe bleiben die gemessenen Kräfte kleiner als die berechneten. In den tiefsten Lagen sind sie bei den 0,5 und 1,0 m hohen Dammbalken nur 50 % der Kräfte, welche der w-Linie entsprechen, bei dem 1,5 m hohen Balken 50 bis 55 %.

Die Ursache hierfür liegt in der unsymmetrischen Umströmung der Dammbalken, die eine Folge der durch die Einwirkung der Schwerkraft krummen Stromlinien sowie des einseitig zum Balken liegenden Wehrrückens sind, welche die Druckverteilung um die Dammbalken entsprechend verändern.

Die zwischen 0,7 und 1,5 m wechselnden Breiten der untersuchten Balken verursachen keine wesentlichen Unterschiede in den waagerechten Kräften.

Die größten gemessenen waagerechten Kräfte sind bei den

0,5 m hohen Dammbalken 40 bis 42 t ,

1,0 m " " 67 t ,

1,5 m " " 87 bis 92 t .

Sie sind, wie bereits oben mitgeteilt wurde, jeweils 50 bis höchstens 55 % der für die tiefsten Lage dicht über dem Wehrrücken mit einem Wert $\xi = 1$ nach der oben angegebenen Formel berechneten w-Werte , wobei die Länge der Dammbalken mit 14 m, d. h. 12 m lichte Wehrbreite + 2 . 1,0 m Nischentiefe und als Höhe die Höhe des Dammeinschl. der des Zangenbalkens einzusetzen ist.

Die durch die waagerechten Kräfte entstehenden, an den Balken an-

greifenden Reibungskräfte bei der Balkenbewegung in der senkrechten Richtung können mit den größten waagerechten Kräften und einem zutreffenden Reibungsbeiwert, der aus einem guten technischen Taschenbuch zu entnehmen wäre, berechnet werden.

Die Anl. 7 enthält noch eine Zusammenstellung der gemessenen sekundlichen Abflußmengen in ähnlicher Weise, wie in den Anl. 4 und 5 die Kräfte dargestellt wurden. Durch die Schwingungen der Dammbalken bei den Messungen wird das Oberwasser des Wehres unruhig, was sich auf die Wassermengenmessung erschwerend auswirkt. In einigen wenigen Fällen wurden direkt periodisch auftretende Schwankungen des Wasserstandes beobachtet.

Bei Untersuchungen, die in früheren Jahren in der Forschungsanstalt mit schwingenden Wehren durchgeführt wurden, konnte festgestellt werden, daß durch die Schwingungen die Durchflußmengen etwas erhöht wurden.

Bei der Durchsicht der Auftragungen der Anl. 7 ist zu beachten, daß der Wassermengenmaßstab meist nicht von $0 \text{ m}^3/\text{s}$ beginnt. Die Unterschiede in den Werten, die bei gleicher Dammbalken- und Einbauhöhe mit den 3 Dammbalkenbreiten gemessen wurden, sind dann prozentual kleiner als sie dem Auge nach den Auftragungen erscheinen. Diese Unterschiede sind bis auf einige Fälle, bei denen sich, verursacht durch die Schwingungen und die verschiedenen Dammbalkenbreiten, gewisse Veränderungen in den Strömungen in der Nähe der Dammbalken eingestellt haben, gering. Die Höhenlage, bei denen sich die Dammbalken aus der Strömung z. T. herausbewegen, sind an den Kurvenzügen gut zu erkennen. Die außervertraglich ausgeführten Abflußmessungen ermöglichen die Feststellung des zeitlichen Verlaufes der über das Wehr abfließenden Wassermengen, wenn ein Zeitplan für das Ein- oder Ausbauen der Dammbalken vorliegt.

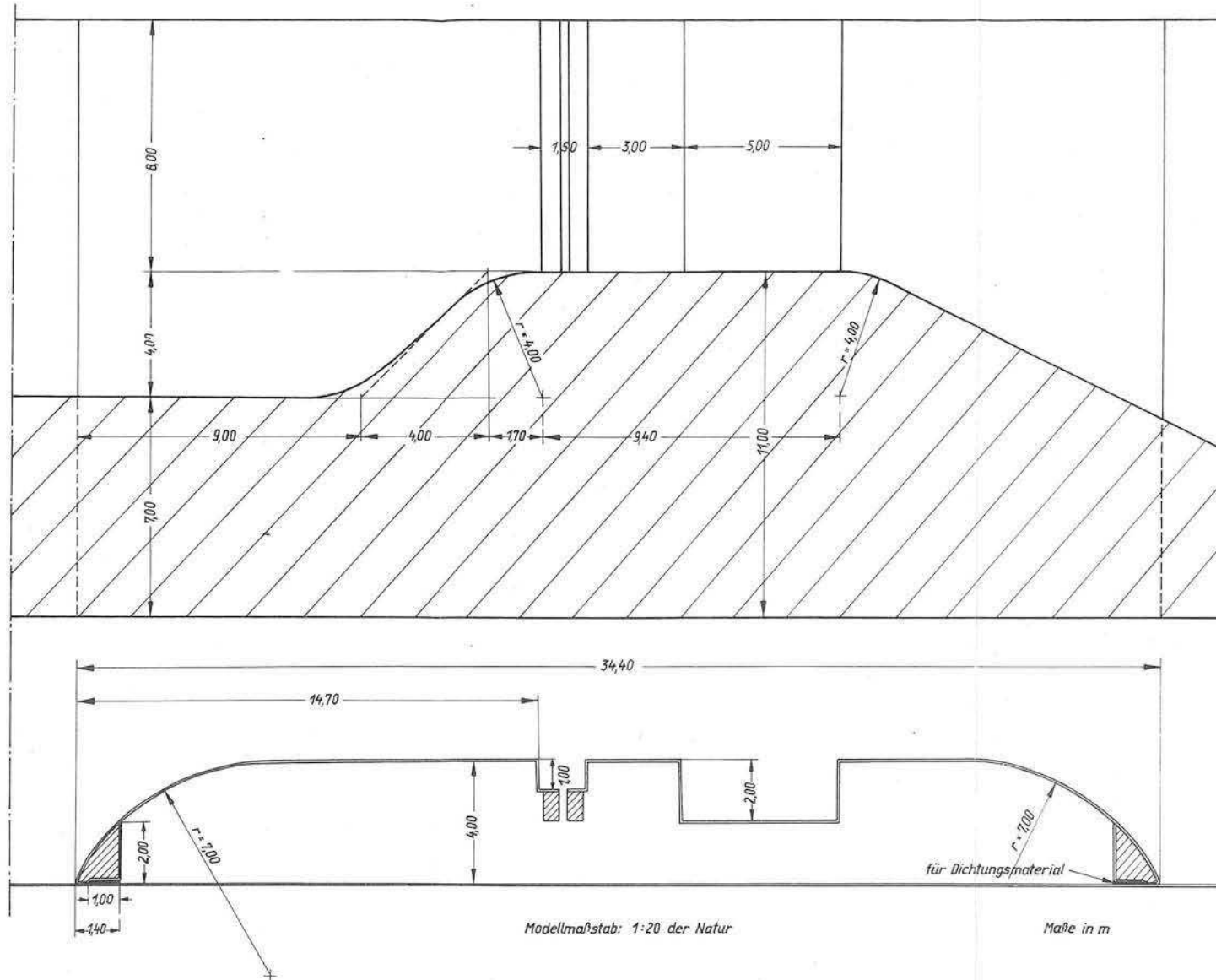
Berlin, den 20. 3. 1948

gez. Zschiesche

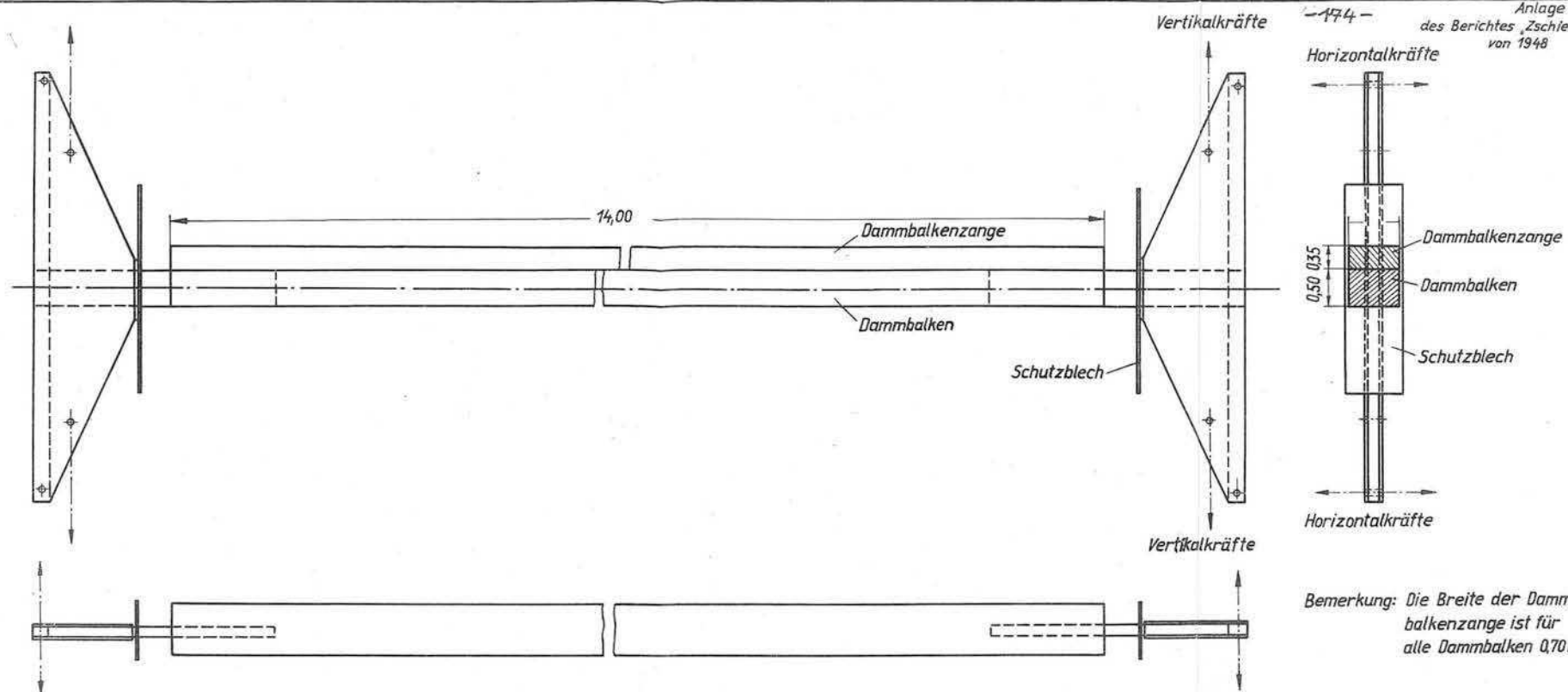
Siegel
Forschungsanstalt für Schifffahrt,
Gewässer- und Bodenkunde

Verzeichnis der Anlagen

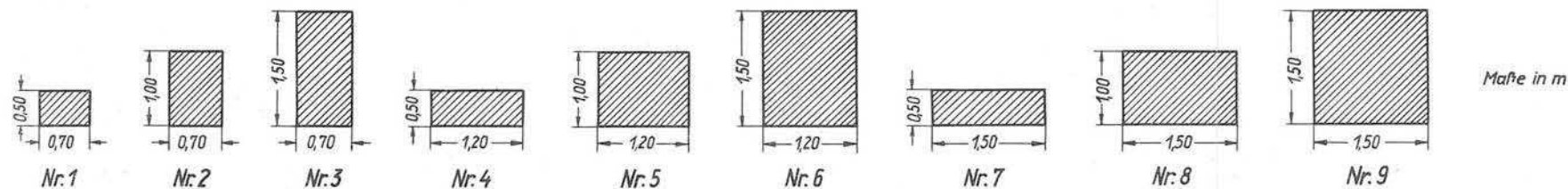
- Anlage 1 Die für die Versuche verwendete Weherschwelle
- 2 Anordnung und Abmessungen der Dammbalken
 - 3 Darstellung der an 2 ähnlichen unter Wasser geschleppten Körpern mit Brückenpfeilerprofil gemessenen Widerstandzahl ξ in Beziehung zur REYNOLDSschen und zur FROUDEschen Zahl
 - 4 Darstellung der gemessenen mittleren Vertikalkräfte
 - 5 Darstellung der gemessenen mittleren Horizontalkräfte
 - 6 Beziehung zwischen Einbauhöhen, Abfluß und Wasserstand an der Dammbalkennische ohne Dammbalken
 - 7 Darstellung der gemessenen sekundlichen Abflußmengen
 - 8 1 Foto: Ansicht des Wehres und der Meßapparate



Dammbalkenversuche
Die für die Versuche verwendete Wehrschwelle

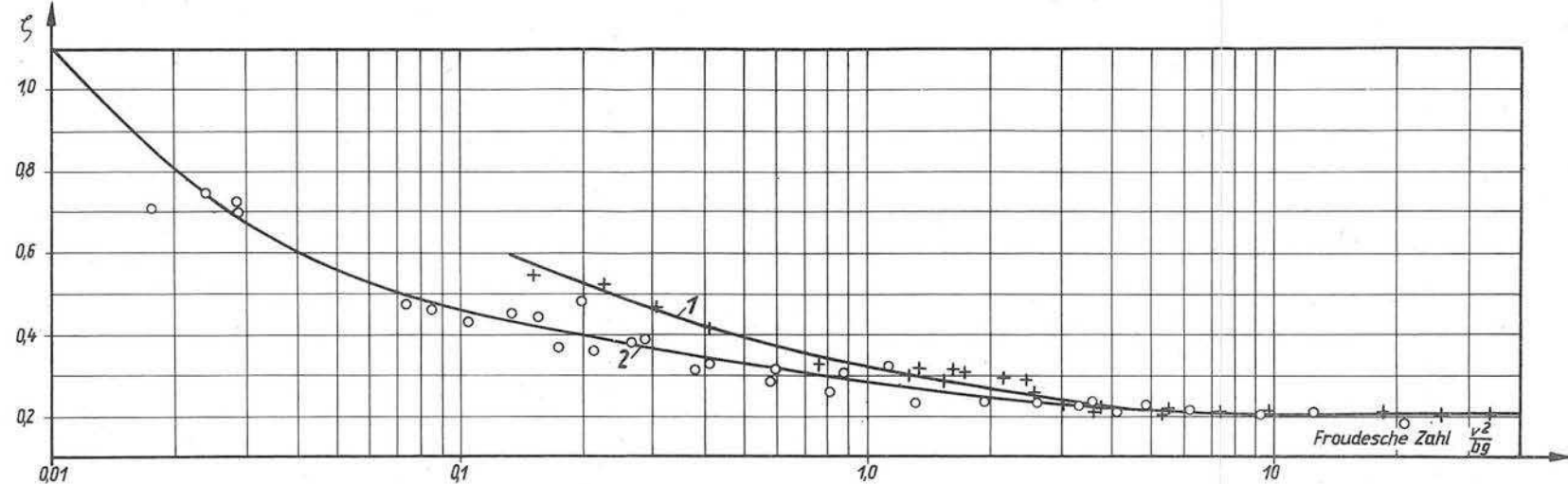
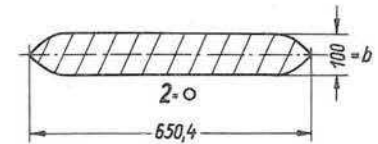
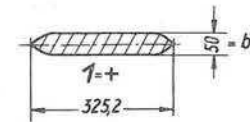
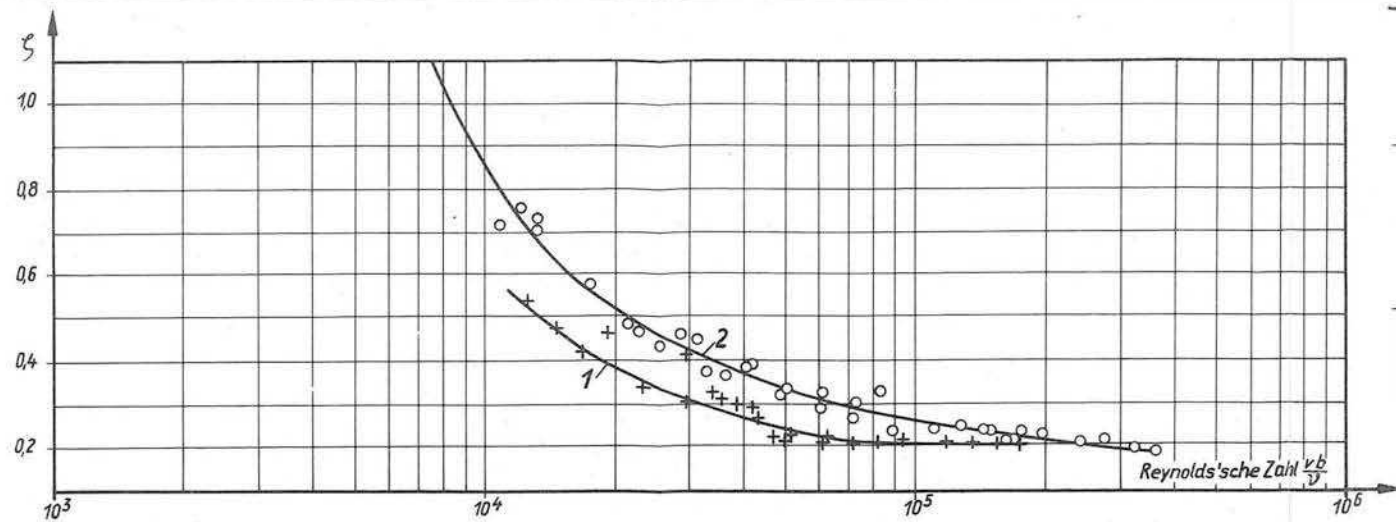


Querschnitte der 9 untersuchten Damm balken



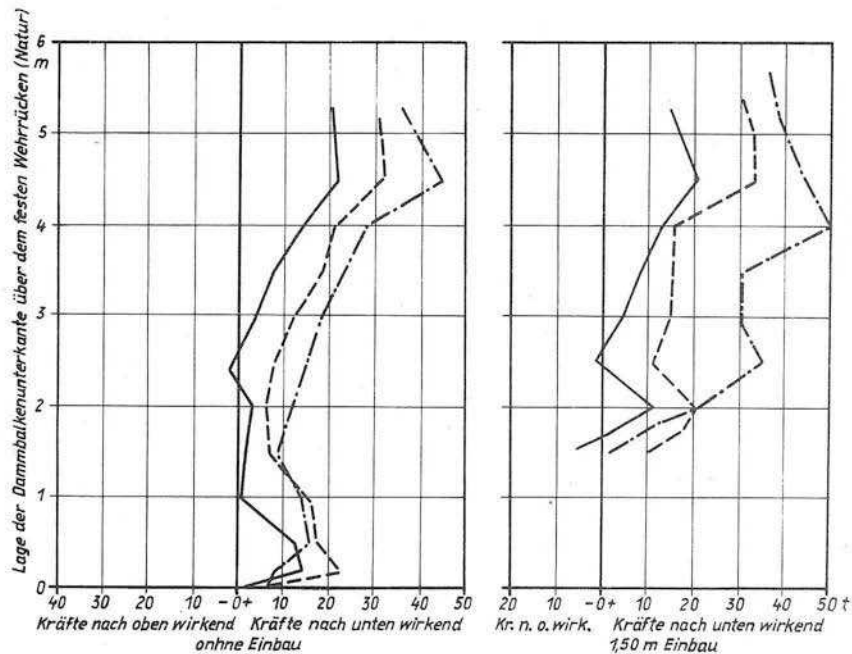
Modellmaßstab: 1:20 der Natur

Damm balkenversuche
Anordnung und Abmessungen der Damm balken



Bemerkung: Bei den Versuchen war der Einfluß der Enden durch 2 vorn und hinten zugeschärften Begrenzungsplatten und der Einfluß der Oberfläche durch eine waagrecht liegende ebenso zugeschärfte Platte ausgeschaltet. Die Platten wurden mit den Körpern 1 u. 2 mitgeschleppt. Ihr Widerstand wurde allein ohne Körper gemessen und von den Messungen mit Körpern abgezogen, so daß der Widerstand der Körper allein übrig blieb, aus dem ζ errechnet wurde.

Darstellung der an 2 ähnlichen unter Wasser geschleppten Körpern mit Brückenpfeilerprofil gemessenen Widerstandszahl $\zeta = \frac{w}{\gamma_w \cdot b \cdot l \cdot \frac{v^2}{2g}}$ in Beziehung zur Reynolds'schen Zahl $\frac{\nu \cdot b}{v}$ und zur Froudeschen Zahl $\frac{v^2}{bg}$

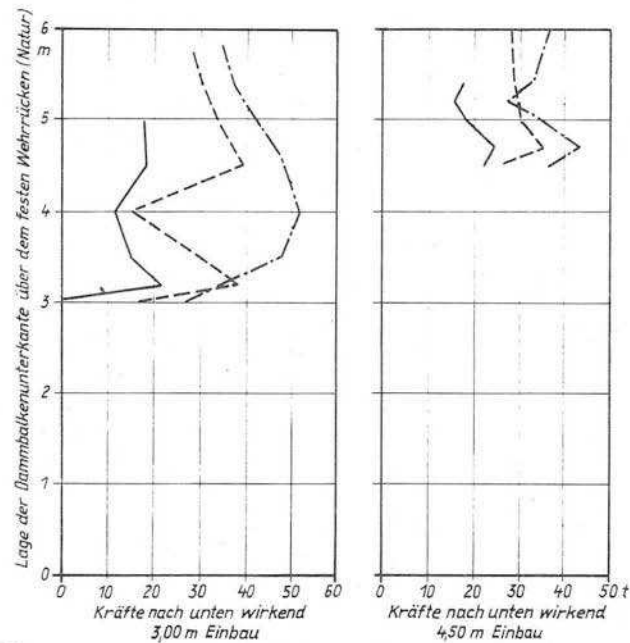


Höhe der Dammbalken 1,50 m
 Modellmaßstab: 1:20 der Natur

Dammbalkenversuche Darstellung der gemessenen mittleren Vertikalkräfte

——— Dammbalken 0,70 m breit
 - - - - - " 1,20 " "
 - · - · - " 1,50 " "

Bemerkung:
 Bei allen Versuchen lag das
 Unterwasser unter dem festen
 Wehrrücken bzw. so tief, daß
 es auf das Oberwasser keine
 Rückwirkung ausüben konnte



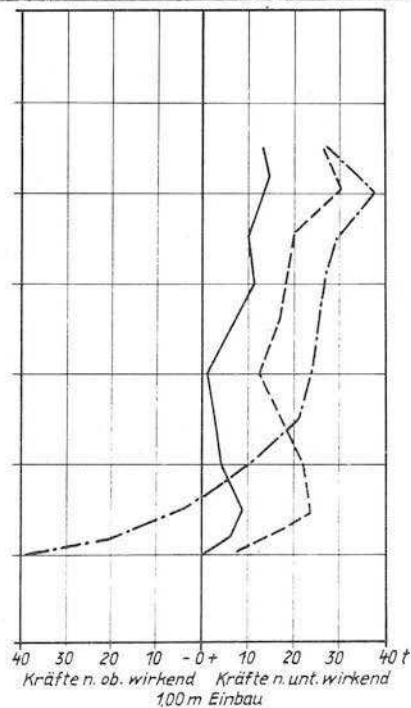
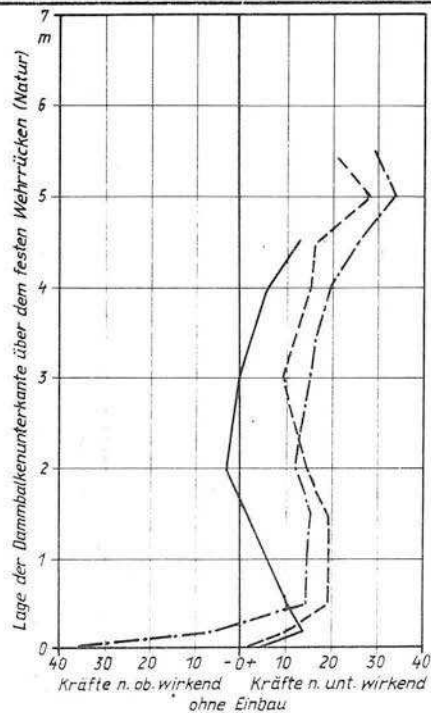
Bemerkung: s. Anlage ,Bl. 1

Höhe der Dammbalken 1,50 m
Modellmaßstab: 1:20 der Natur

Kräfte in t der Natur

— Dammbalken 0,70 m breit
- - - " 1,20 " "
- . - . " 1,50 " "

Dammbalkenversuche
Darstellung der gemessenen mittleren Vertikalkräfte



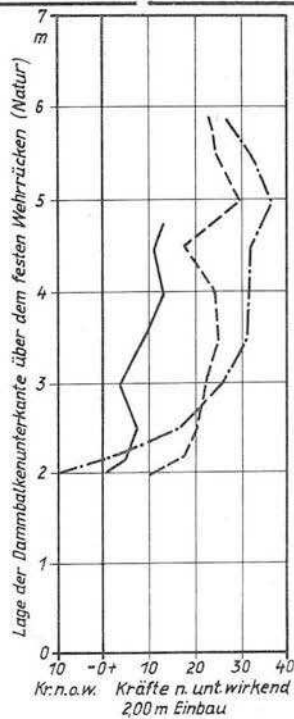
Bemerkung: s. Anlage Bl. 1

Höhe der Dammbalken 1,00 m
Modellmaßstab: 1:20 der Natur

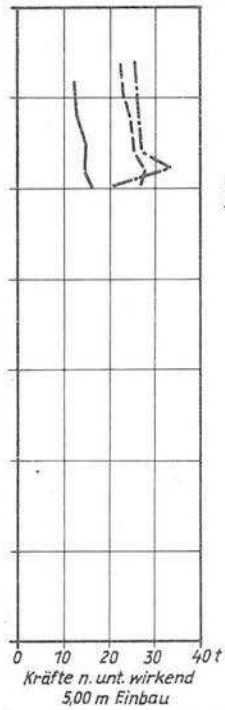
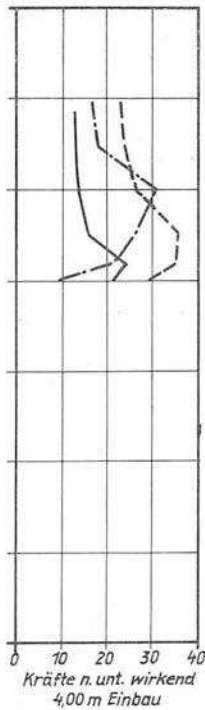
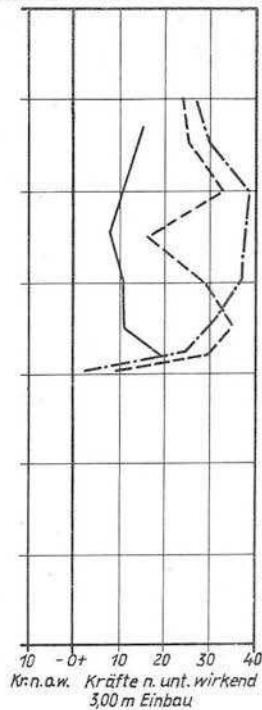
Kräfte in t der Natur

— Dammbalken 0,70 m breit
- - - " 1,20 " "
- · - " 1,50 " "

Dammbalkenversuche
Darstellung der gemessenen mittleren Vertikalkräfte



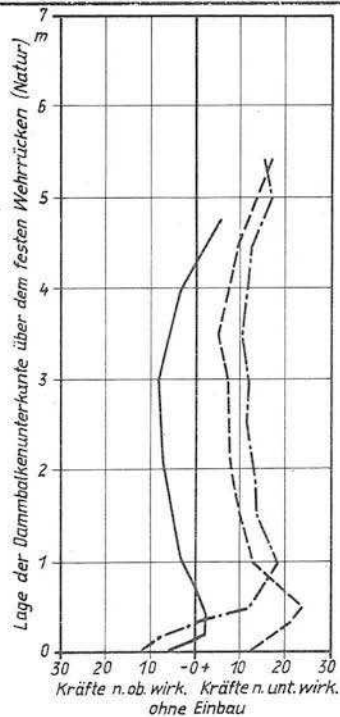
Höhe der Dammbalken 1,00 m
Maßstab: 1:20 der Natur



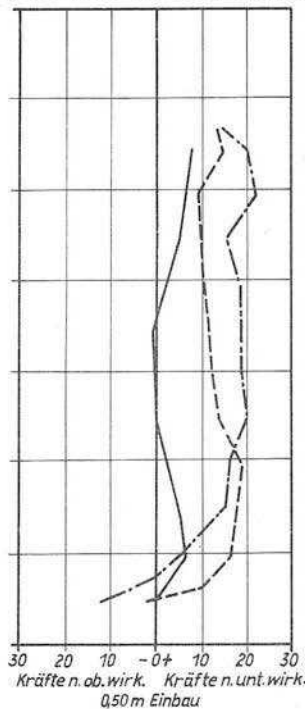
— Dammbalken 0,70 m breit
- - - " 1,20 " "
- · - " 1,50 " "

Bemerkung:
s. Anlage ,Bl.1

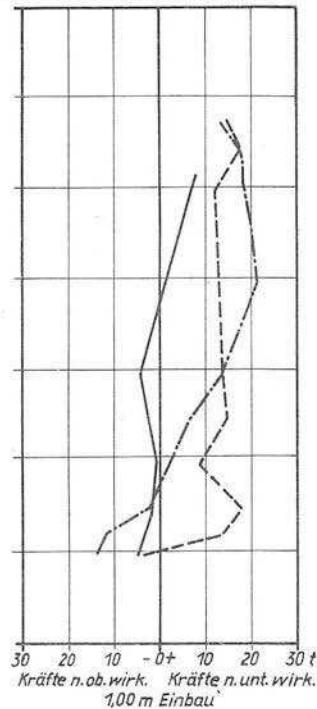
Dammbalkenversuche
Darstellung der gemessenen mittleren Vertikalkräfte



Höhe der Dammbalken 0,50 m
Modellmaßstab: 1:20 der Natur



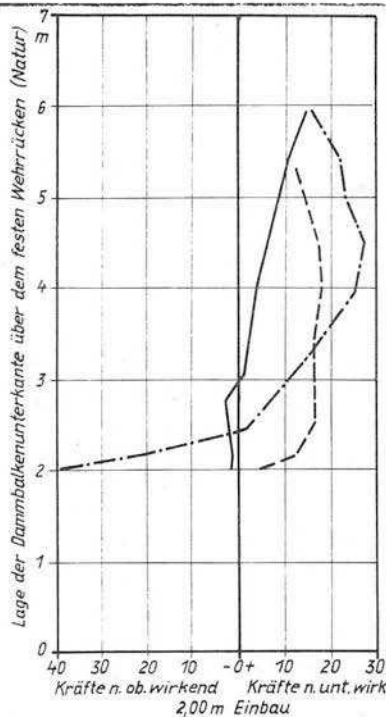
Kräfte in t der Natur



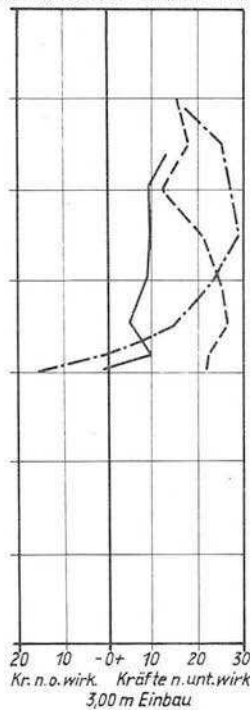
— Dammbalken 0,70 m breit
- - - " 1,20 " "
- . - " 1,50 " "

Bemerkung:
s. Anlage ,Bl. 1

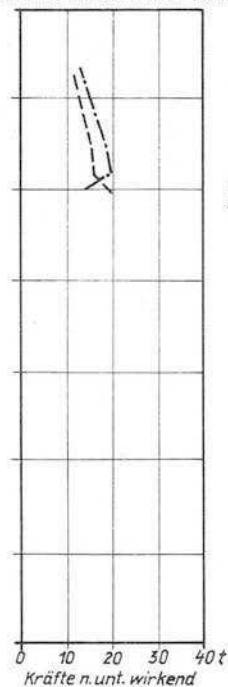
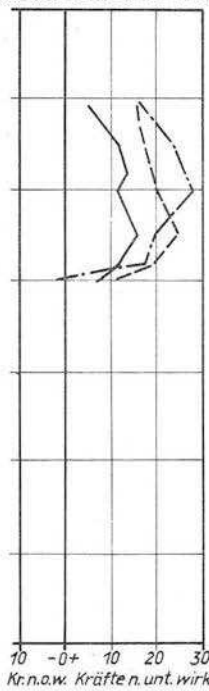
Dammbalkenversuche
Darstellung der gemessenen mittleren Vertikalkräfte



Höhe der Dammbalken 0,50 m
Modellmaßstab: 1:20 der Natur



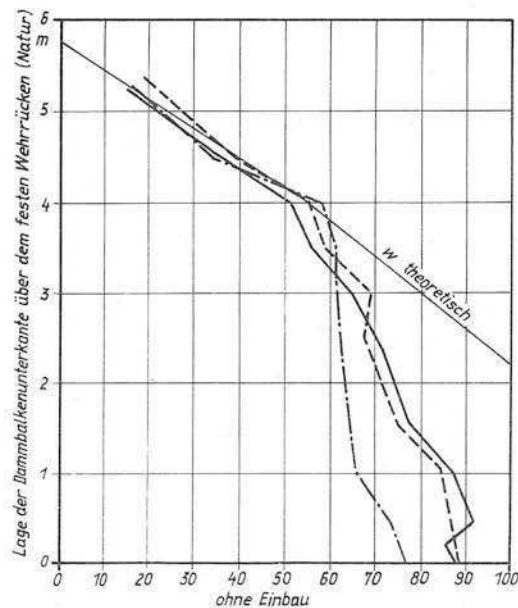
Kräfte in t der Natur



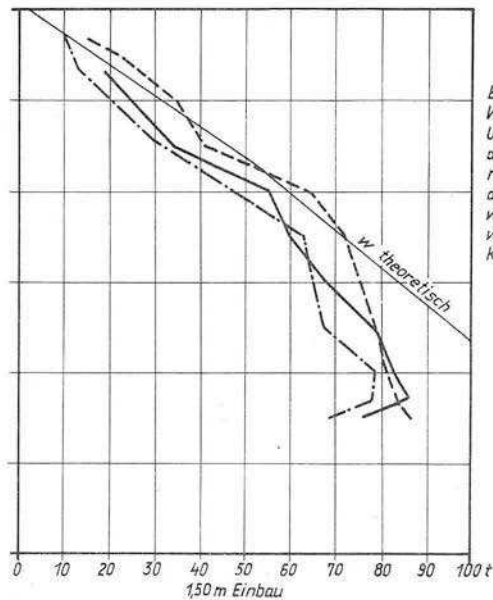
— Dammbalken 0,70 m breit
- - - " 1,20 " "
- . - " 1,50 " "

Bemerkung:
s. Anlage ,Bl.1

Dammbalkenversuche
Darstellung der gemessenen mittleren Vertikalkräfte



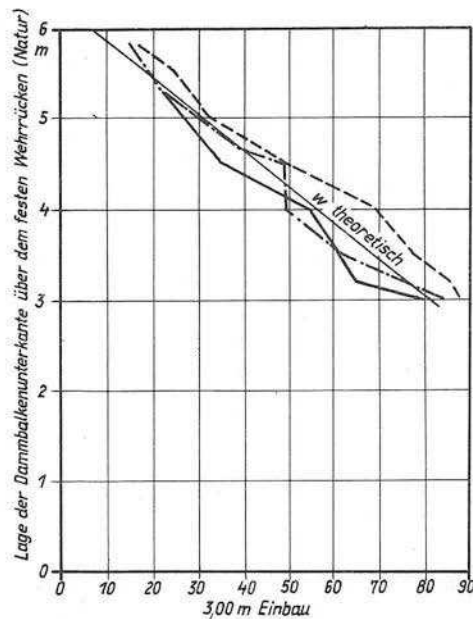
Höhe der Dammbalken 1,50 m
Modellmaßstab: 1:20 der Natur



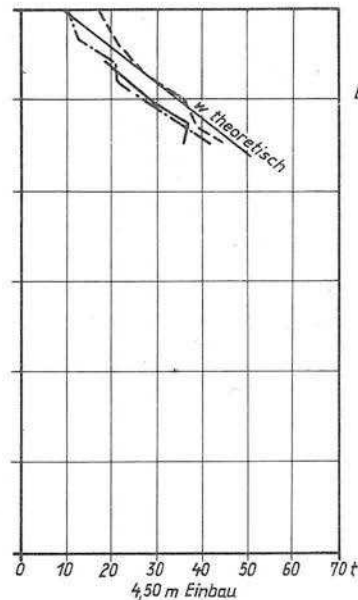
— Dammbalken 0,70 m breit
- - - " 1,20 " "
- . - . " 1,50 " "

Dammbalkenversuche Darstellung der gemessenen mittleren Horizontalkräfte

Bemerkung: Bei allen Versuchen lag das Unterwasser unter dem festen Wehrrücken bzw. so tief, daß es auf das Oberwasser keine Rückwirkung ausüben konnte



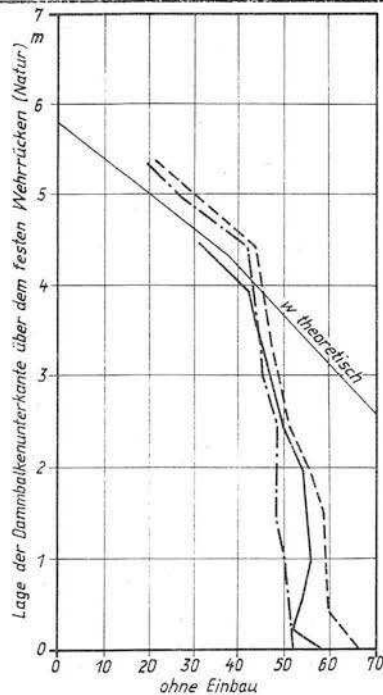
Höhe der Dammbalken 150m
Modellmaßstab: 1:20 der Natur



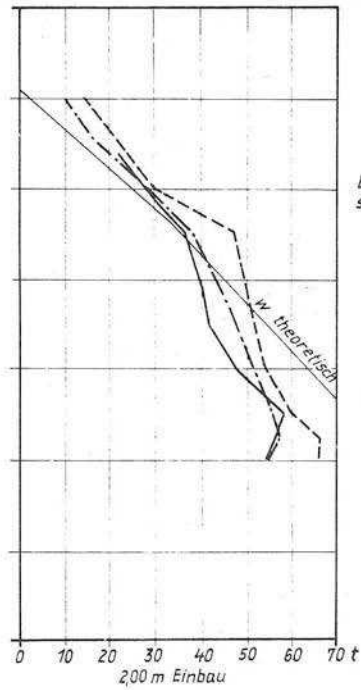
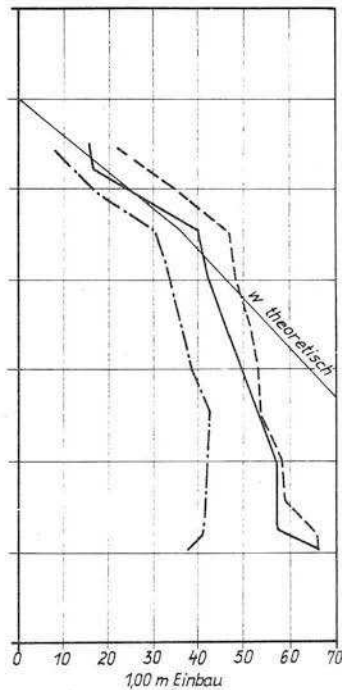
Bemerkung: s. Anlage ,Bl.1

— Dammbalken 0,70 m breit
 --- " 1,20 " "
 -.-.- " 1,50 " "

Dammbalkenversuche
Darstellung der gemessenen mittleren Horizontalkräfte



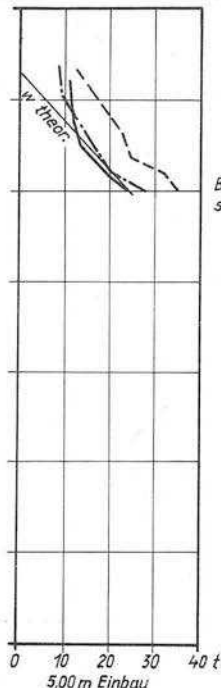
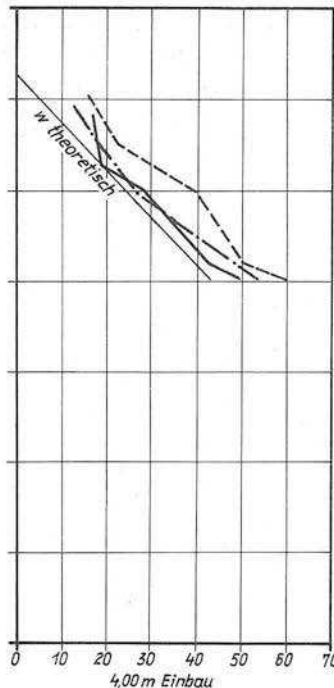
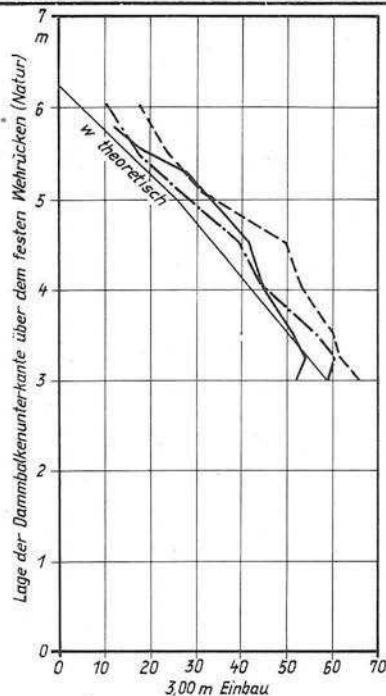
Höhe der Dammbalken 100 m
Modellmaßstab: 1:20 der Natur



— Dammbalken 0,70 m breit
- - - " 1,20 " "
- . - " 1,50 " "

Dammbalkenversuche
Darstellung der gemessenen mittleren Horizontalkräfte

Bemerkung:
s. Anlage ,Bl.1



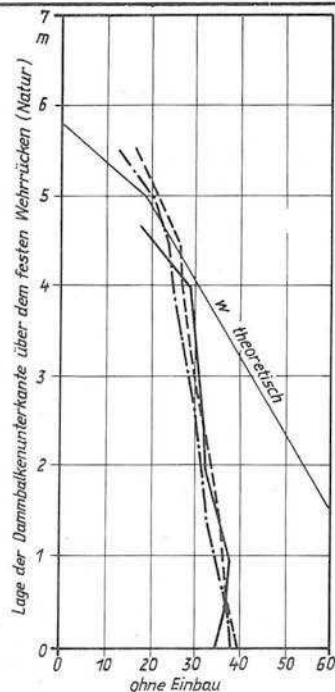
Bemerkung:
s. Anlage ,Bl.1

Höhe der Dammbalken 1,00 m
Modellmaßstab: 1:20 der Natur

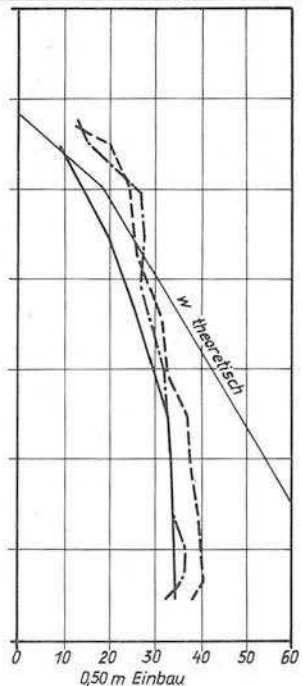
Kräfte in t der Natur

— Dammbalken 0,70 m breit
- - - " 1,20 " "
· · · " 1,50 " "

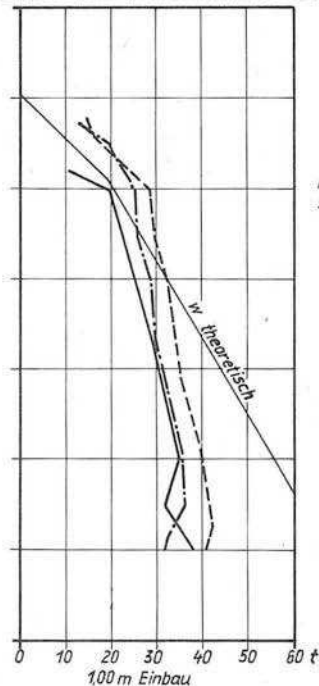
Dammbalkenversuche
Darstellung der gemessenen mittleren Horizontalkräfte



Höhe der Dammbalken 0,50 m
Modellmaßstab: 1:20 der Natur



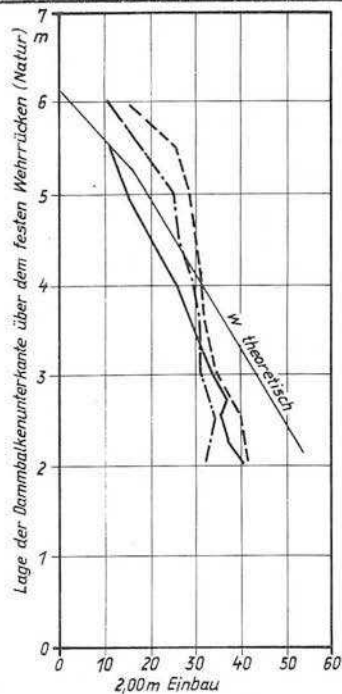
Kräfte in t der Natur



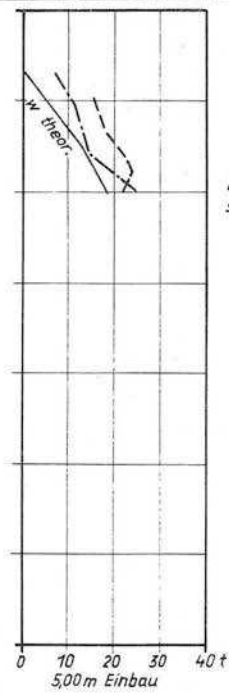
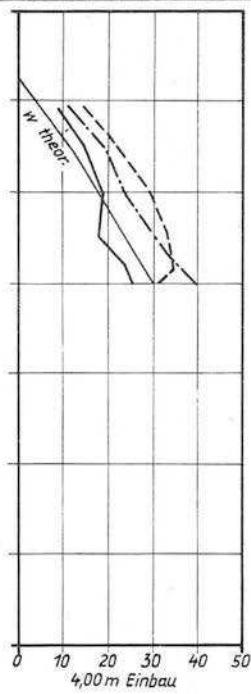
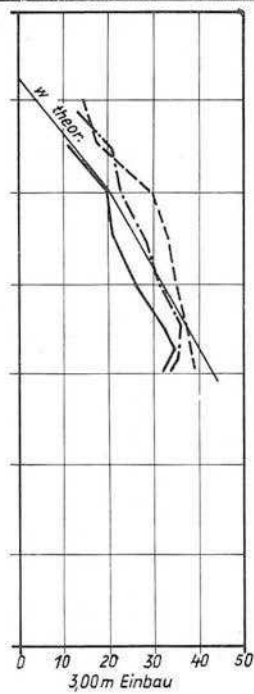
100 m Einbau
Dammbalken 0,70 m breit
" 1,20 " "
" 1,50 " "

Bemerkung:
s. Anlage , Bl. 1

Dammbalkenversuche Darstellung der gemessenen mittleren Horizontalkräfte



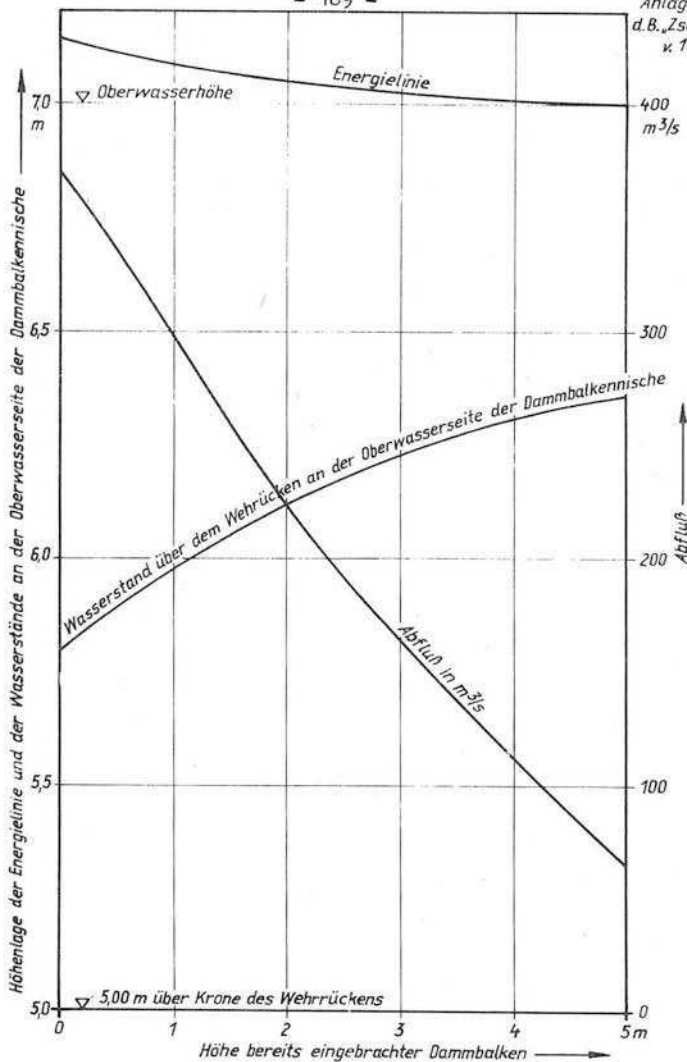
Höhe der Dammbalken 0,50 m
Modellmaßstab: 1:20 der Natur



Bemerkung:
s. Anlage , Bl. 1

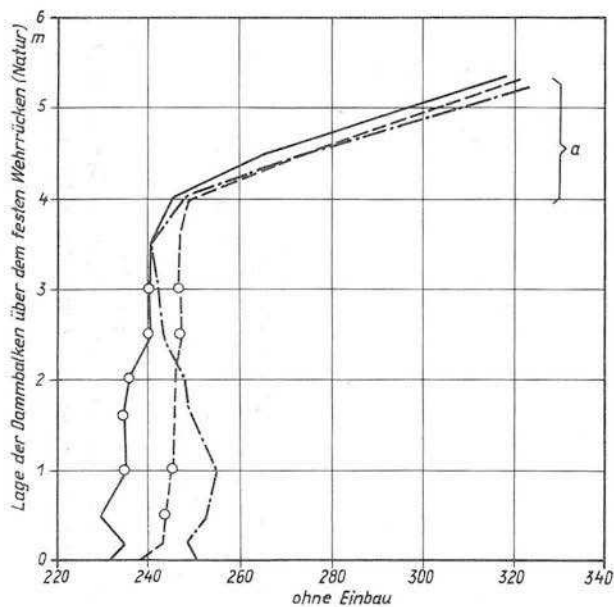
Dammbalkenversuche
Darstellung der gemessenen mittleren Horizontalkräfte

— Dammbalken 0,70 m breit
- - - " 1,20 " "
- · - " 1,50 " "



Dammbalkenversuche

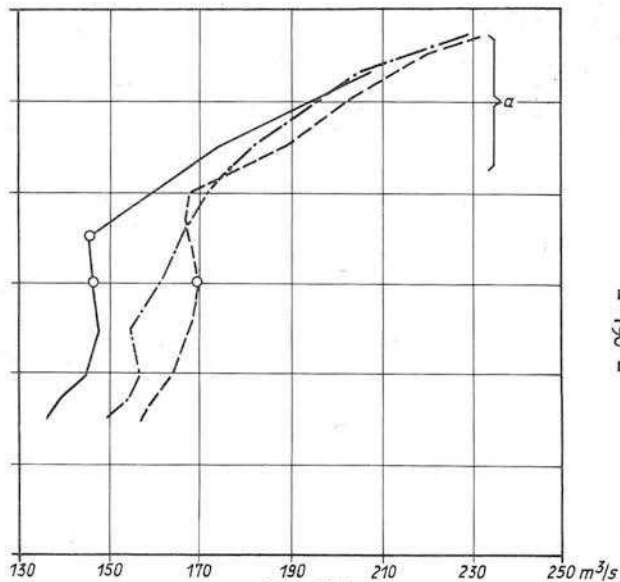
Beziehung zwischen Einbauhöhen, Abfluß und Wasserstand
an der Dammbalkenkennische ohne Dammbalken



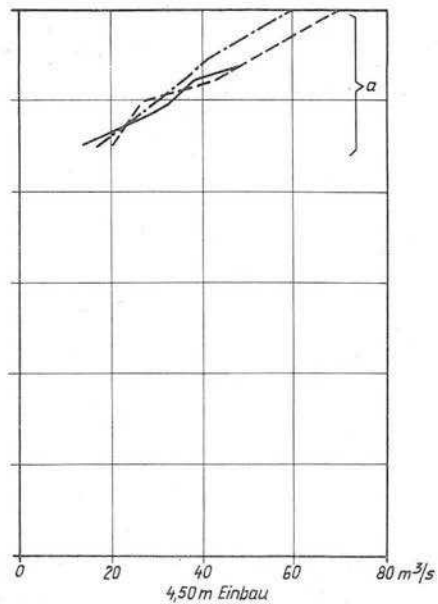
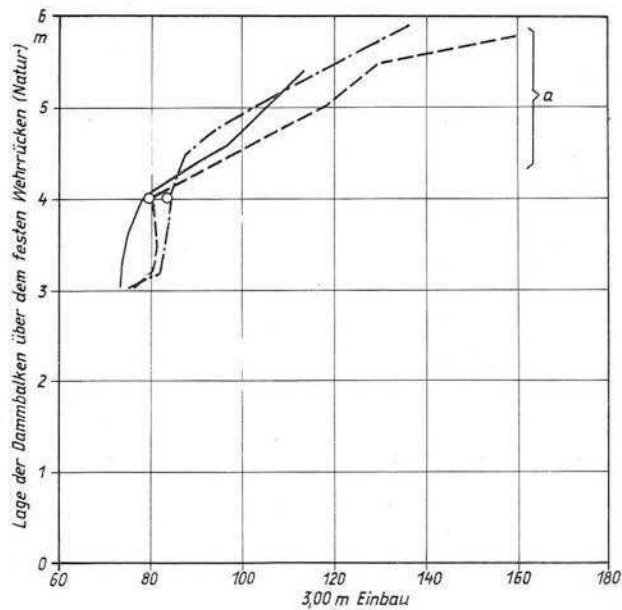
Höhe 150 m der Dammbalken Nr. 3, 6 u. 9
Modellmaßstab: 1:20 der Natur

a Dammbalken teilweise aus dem Wasser
" " stark pendelnd

1,50 m Einbau
— Dammbalken 0,70 m breit
--- " 1,00 " "
-.- " 1,50 " "



Dammbalkenversuche
Darstellung des Abflusses in Abhängigkeit von der Stellung des Dammbalkens

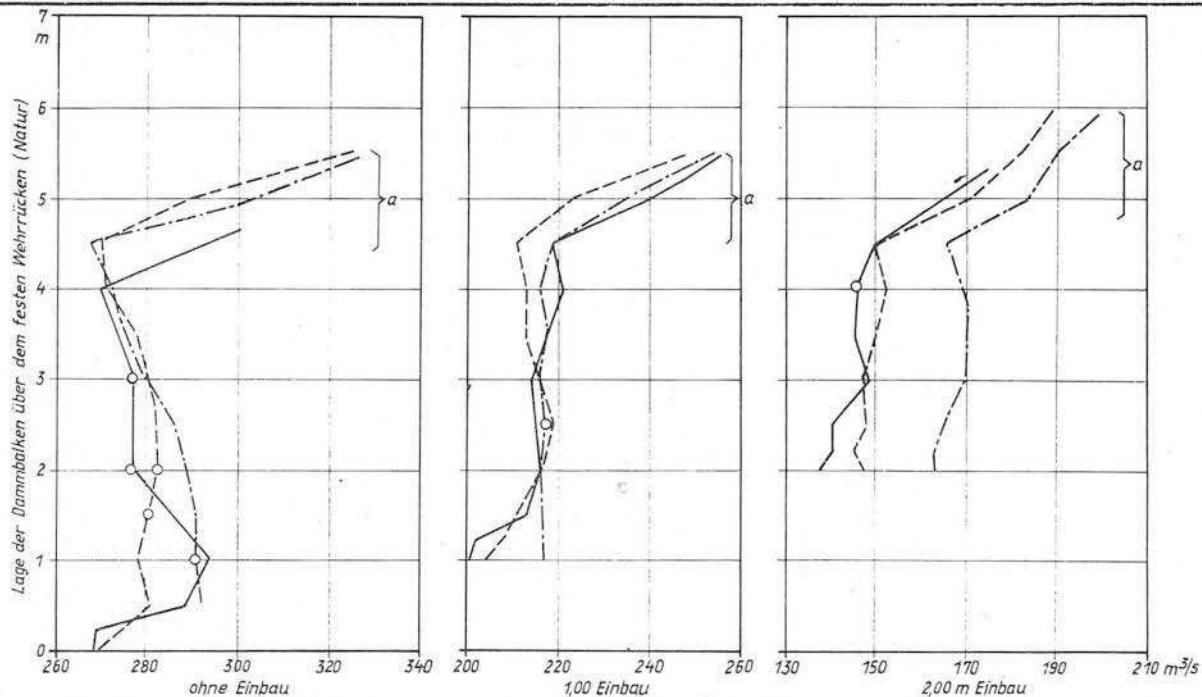


Höhe 150 m der Dammbalken Nr. 3,6 u. 9
Modellmaßstab: 1:20 der Natur

a Dammbalken teilweise aus dem Wasser
p " stark pendelnd

— Dammbalken 0,70 m breit
- - - " 1,00 " "
- · - · - " 1,50 " "

Dammbalkenversuche
Darstellung des Abflusses in Abhängigkeit von der Stellung des Dammbalkens

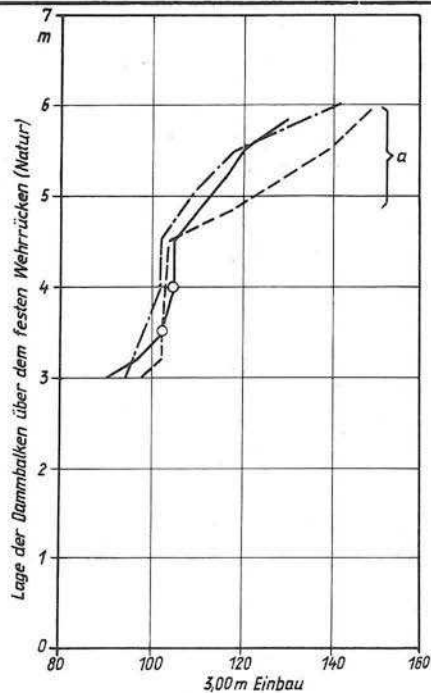


Höhe 1,00 m der Dammbalken Nr. 2,5 u. 8
Modellmaßstab: 1:20 der Natur

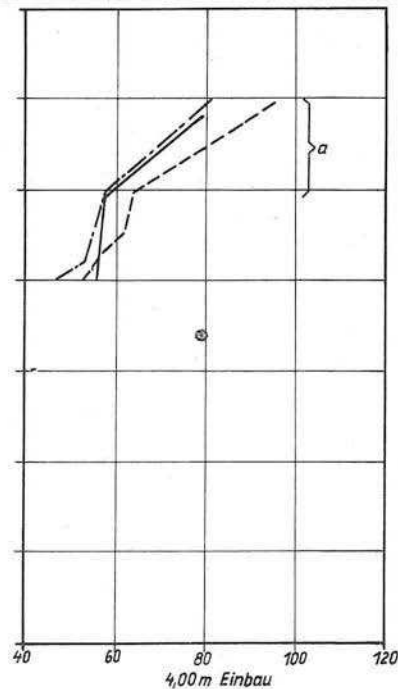
a Dammbalken teilweise aus dem Wasser
stark pendelnd

2,00 m Einbau
— Dammbalken 0,70 m breit
- - - " 1,00 " "
- · - " 1,50 " "

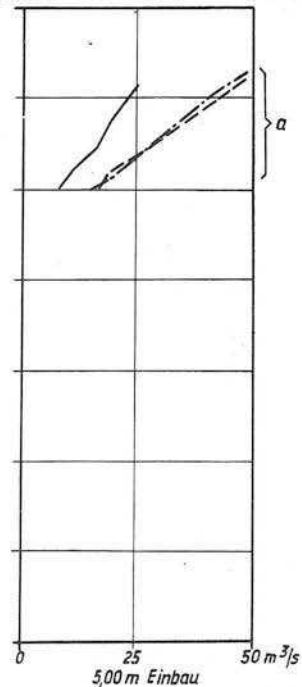
Dammbalkenversuche
Darstellung des Abflusses in Abhängigkeit von der Stellung des Dammbalkens



Höhe 1,00 m der Dammbalken Nr. 2,5 u. 8
Modellmaßstab: 1:20 der Natur



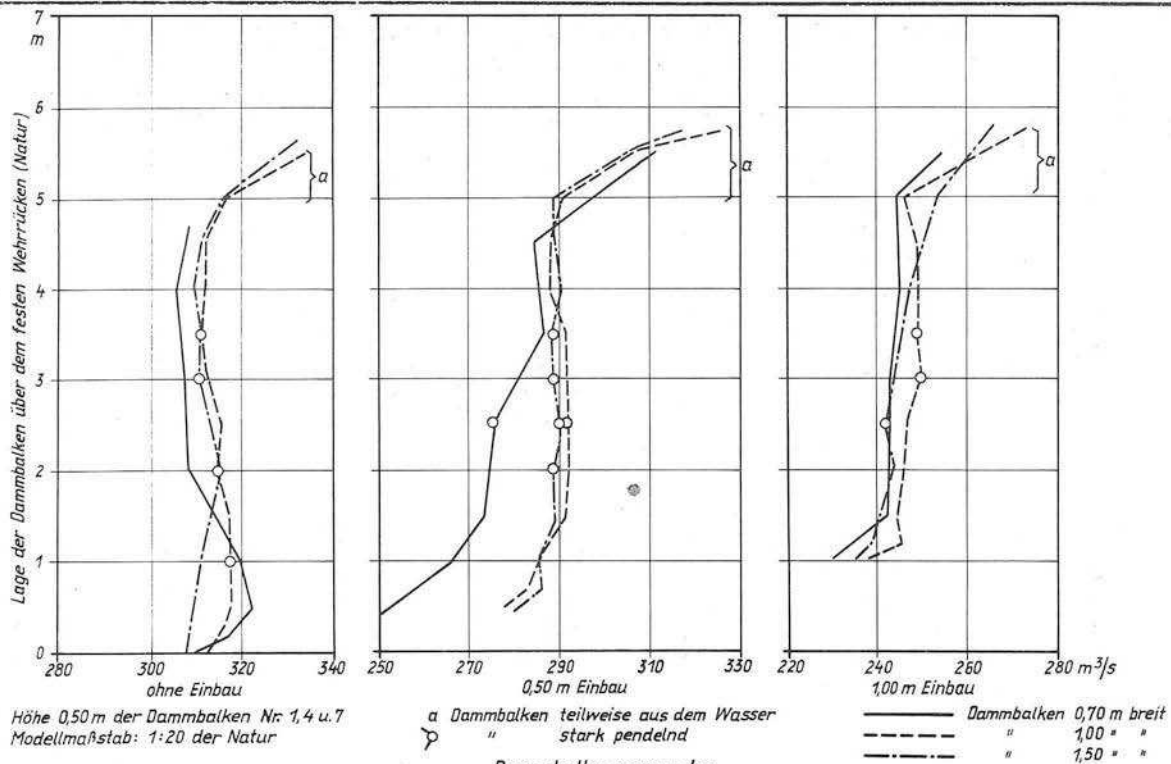
a Dammbalken teilweise aus dem Wasser
" stark pendelnd



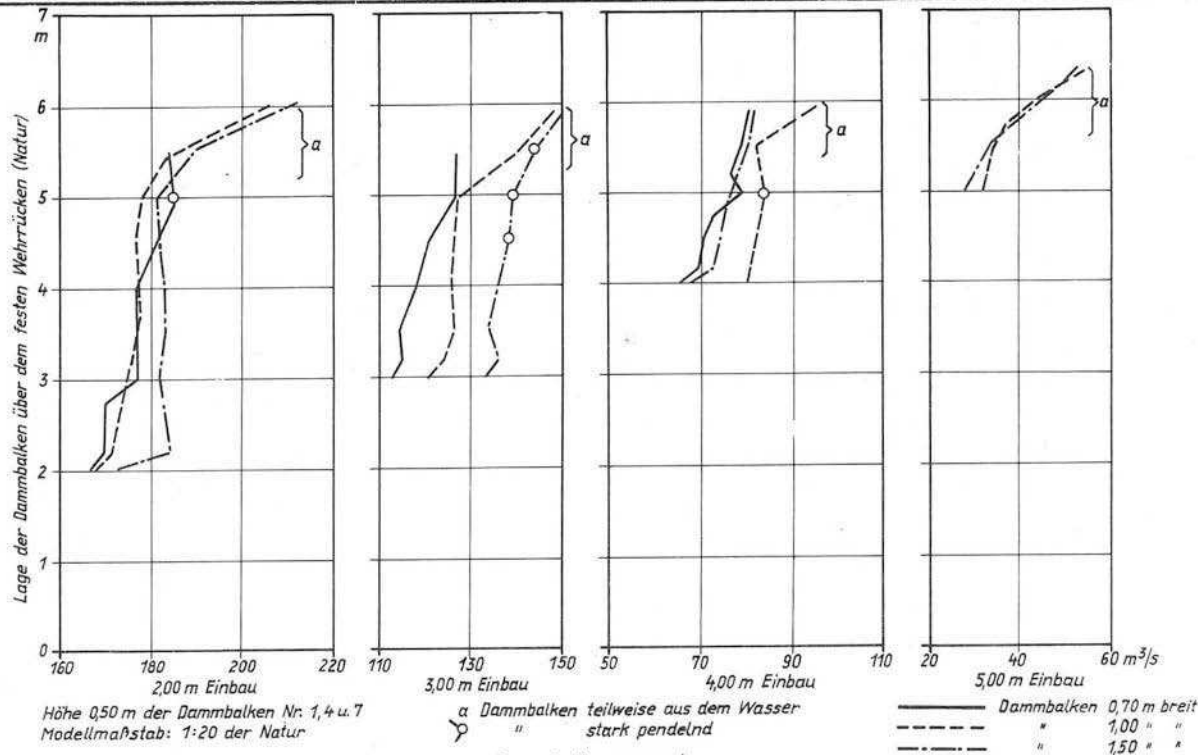
5,00 m Einbau
— Dammbalken 0,70 m breit
- - - " 1,00 " "
- . - " 1,50 " "

Dammbalkenversuche

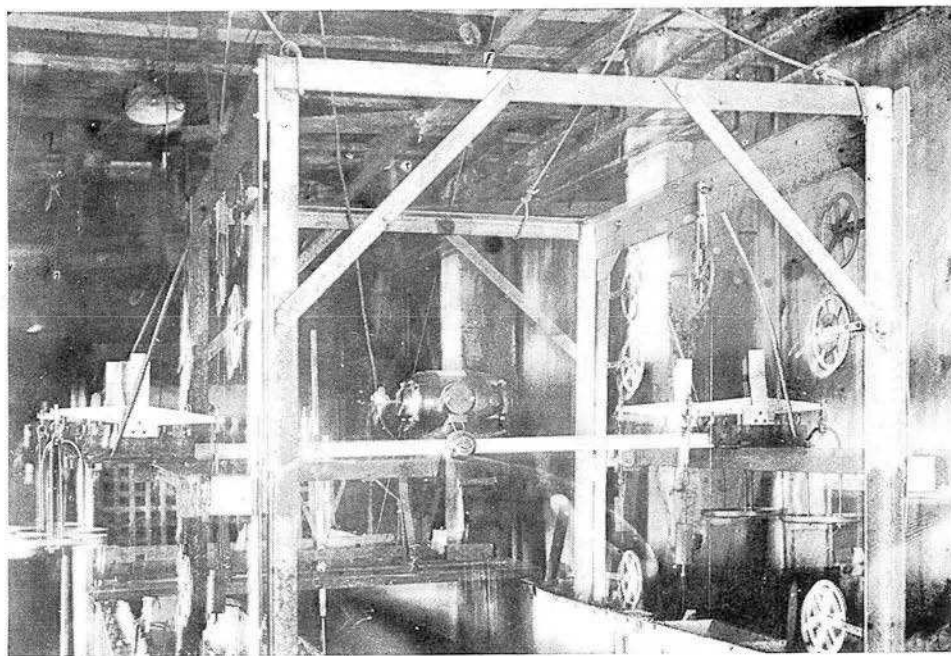
Darstellung des Abflusses in Abhängigkeit von der Stellung des Dammbalkens



Dammbalkenversuche
Darstellung des Abflusses in Abhängigkeit von der Stellung des Dammbalkens



Dammbalkenversuche
Darstellung des Abflusses in Abhängigkeit von der Stellung des Dammbalkens



Anlage 8

Ansicht des Wehres und der Meßapparate nach dem Oberwasser gesehen,
mit 10 cm hohem Wasserüberfall

DK 626.416 Schleusen zur Überwindung
größter Höhenunterschiede

Schiffahrtsschleusen mit großen Fallhöhen

Dipl.-Ing. Joachim Morgner

S. 198 - 363 , 43 Qu

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung
- 1.1 Allgemeines
- 1.2 Problematik der Schleusungen mit kleinen und großen Gefälle-
unterschieden und Aufgabenstellung für vorliegende Arbeit
2. Bestehende bzw. im Bau befindliche Schleusen mit hohem Gefälle
- 2.1 Deutschland
- 2.2 Österreich
- 2.3 CSSR
- 2.4 Frankreich
- 2.5 Polen
- 2.6 UdSSR
- 2.7 UCA
- 2.8 Zusammenfassung
3. Die Modellschleuse der Forschungsanstalt für Schifffahrt,
Wasser- und Grundbau
- 3.1 Aufbau und Abmessungen
- 3.2 Meßeinrichtungen sowie Automatik für Bedienung und Regi-
strierung der Versuchsergebnisse
4. Ähnlichkeitsbetrachtungen nach der Theorie der Dimensionen
5. Hydrodynamische Vorgänge beim Füllen und Entleeren in der
Schleusenkammer
6. Hydrodynamische Vorgänge in den Vorhäfen beim Füllen und
Entleeren der Schleusenkammer
7. Schlußbetrachtungen

Literaturverzeichnis

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Infolge der starken Entwicklung der Schifffahrt auf den Binnenwasserstraßen und im Interesse einer großen Reisegeschwindigkeit der Schiffe ist man bestrebt, die Zahl der Schleusenstufen weitgehend zu vermindern und damit das Gefälle der Schleusen zu vergrößern, soweit dies bei den Geländeverhältnissen möglich ist. Technische, betriebliche und auch finanzielle Erwägungen führten zu dieser Entwicklung. Eine Schleuse von beispielsweise 12 m Fallhöhe ist nicht nur billiger in Herstellung und Betrieb, sondern bedeutet auch für die Schifffahrt einen geringeren Zeitverlust als eine Schleusentreppe mit zwei Schleusen von je 6 m Fallhöhe. Aus nachfolgender Zusammenstellung einiger westdeutscher Kanäle nach [1] geht die Zunahme des Schleusengefälles sowohl aus den mittleren wie aus den Höchstgefällen hervor:

Kanalstrecke	Erstes Bau- bzw. Be- triebsjahr	Mittleres Schleusengefälle (m)	Höchstes Schleusengefälle (m)	Zahl der Schleusen- stufen
Dortmund-Ems-Kanal (nördl. Abstieg)	1899	~ 3,40	<u>8,50</u>	15
Rhein-Herne-Kanal (im Bergsenkungsgelände)	1914	~ 5,00	7,90	7
Wesel-Datteln-Kanal (im Bergsenkungsgelände)	1928	~ 6,70	9,00	6
Seitenkanal Gleesen-Papenburg (Ems)	seit 1935 im Bau	~ 8,00	<u>10,15</u>	4
Mittelland-Kanal (von DL-Kanal bis Elbe o. Hebewerk Rothensee)	1938	12,00	15,00	2

Bei den unterstrichenen Höchstgefällen handelt es sich um Sparschleusen; solche wurden bisher im allgemeinen bei Gefällen von 6,0 m aufwärts angewendet. Im Bergsenkungsgebiet wird der Bau von Sparschleusen nicht vorgenommen.

In den USA zeigt sich die Tendenz zur Vergrößerung der Fallhöhen im Laufe der Jahre in einem weitaus stärkeren Maße, bedingt durch die Vielzahl der bereits erbauten Schleusenanlagen. Beispiele von Schleusengruppen an bekannten amerikanischen Binnenwasserstraßen vergegenwärtigen deutlich diese Entwicklung [2]:

(1 ft = 0,3048 m)

Wasserstraße	Schleusen Nr.	Erstes Betr.- Jahr	Abmessungen (ft) Breite Länge Gefälle		
<u>Gruppe A-1: Pennsylvania und New York (Wassertiefe 9 ft)</u>					
Allegheny River	(4	1927)	56,0	360	10,5
	(6	1928)			12,2
	(7	1930)			13,1
	(8	1931)			17,9
	(9	1938)			22,0
<u>Gruppe B-5: Alabama (Wassertiefe 9 ft)</u>					
Black Warrior River	(13	1905	52,0	285,5	11,0
	(-	1939	95,0	460,0	30,0
	(14	1910	52,0	282,1	14,0
	(16	1915	52,0	285,0	21,0
	(17	1915	52,0	285,5	72,0
<u>Gruppe C-3: Columbia River, Oregon (Wassertiefe 27 ft)</u>					
Tennmile Lock	-	1915	50,0	265,0	6,0
Fivemile Lock	-	1915	45,0	265,0	10,1
Big Eddy Lock	-	1941	45,0	265,0	45,0
Bonneville Lock	-	1938	76,0	500,0	63,8

Wasserstraße	Schleusen Nr.	Erstes Betr.- Jahr	Abmessungen (ft) Breite Länge Gefälle		
<hr/>					
Gruppe T-1: Tennessee River in Tennessee, Alabama und Kentucky					
<hr/>					
(Wassertiefe 9 ft)					
Hales Bar	-	1913	60,0	265,0	34,0
Chickamauga Lock	-	1937	60,0	360,0	51,0
Watts Bar Lock	-	1941	60,0	360,0	58,0
Pickwick Landing	-	1937	110,0	600,0	55,0
Kentucky Lock	-	1942	110,0	600,0	56,0
Fort Loudoun Lock	-	1943	60,0	360,0	72,0
Wilson Lock:					
O. Schleuse	-	1927	60,0	292,0	91,7
U. Schleuse	-	1927	60,0	300,0	91,7

Im letzten Jahrzehnt wurden in den USA die Mc Nary-Schleuse am Columbia mit einer Fallhöhe von 27,36 m sowie die neue Schleuse an der Wilson-Staumauer mit 30,5 m Hubhöhe fertiggestellt. Die Schleuse "Ice Harbour" am Snake River (USA) wurde Anfang 1962 in Betrieb genommen und besitzt mit 31,4 m den augenblicklich größten Einzelhub der Welt. Gegenwärtig wird am Columbia-Fluß bei der Stauanlage John-Day eine 205 m lange Schleuse mit einer Fallhöhe von 34,5 m errichtet, die somit nach Fertigstellung den bisher höchsten Hub der Welt für sich in Anspruch nehmen kann. Mit 26 m Fallhöhe stellt die Schachtschleuse Donzère-Mondragon in Frankreich, im Rhone-Seitenkanal die z. Z. höchste Schleuse Europas dar. Die Schleuse Stechovice in der CSSR, auf die später noch eingegangen wird, hat eine Fallhöhe von 20 - 22 m.

Deutschland besitzt gegenwärtig die größten Fallhöhen in der Speicherschachtschleuse Anderten mit 15,0 m und in der Speicherschleuse Minden i. W. mit 14,68 m. Bei der Zwillingschachtschleuse Eisenhüttenstadt (früher Fürstenberg/O.) schwankt das Gefälle zwischen 9,07 m und 14,28 m; diese hat somit die größte Fallhöhe eines Schleusenbauwerkes auf dem Gebiet der DDR.

Im Zuge des Ausbaues und Neubaus von Wasserstraßen, Staustufen, Kanalisierung, bedingt durch die Energiegewinnung, die Industrialisierung, durch landwirtschaftliche Be- und Entwässerungsprobleme und den wirtschaftlichen Aufschwung der Länder, ist auch in der DDR und in anderen sozialistischen Ländern die Frage akut geworden, große Gefälleunterschiede des Wasserspiegels möglichst durch ein einzelnes Schleusenbauwerk - das sich zunächst neben anderen Schiffshebeanlagen anbietet - zu überwinden. Bei der vorprojektierten Trasse eines Schiffahrtskanales in der DDR ergab sich an einer Stelle ein Wasserspiegelunterschied von insgesamt rd. 30,0 m. Bei dem Donaukraftwerk Aschach beträgt das max. Gefälle knapp 20 m. Ähnliche Gefälleunterschiede traten bei den anderen geplanten Kraftwerken der Donaustaustufen auf. Z. B. wird am "Eisernen Tor" dann ein Gefälle von ca. 28,0 m zu überbrücken sein.

1.2 Problematik der Schleusen mit kleinen und großen Gefälleunterschieden und Aufgabenstellung für vorliegende Arbeit

Während bei Schleusen mit niedrigen Fallhöhen die Füllung und Leerung durch das Obertor (Hub- oder Klapptor) direkt vorgenommen wird, sind bei mittleren Gefällen Torumläufe, sog. kurze Umläufe oder Torspeisung üblich; u.U. wird auch von Längsumläufen mit Stichkanälen Gebrauch gemacht. Der Füllvorgang vollzieht sich bei den erstgenannten Systemen im wesentlichen unter der Einwirkung von Schwallen, die die Schleusenkammer mehrfach durchlaufen. Der Füllschwall verändert die anfänglich horizontale Wasserspiegellage in der Kammer mit wechselndem Gefälle nach dem Unter- und Oberhaupt und erzeugt dadurch die in ihrer Richtung ebenfalls wechselnden Trossenkräfte. Die Füllöffnungen dürfen daher zu Beginn einer Füllung nur allmählich freigegeben, und die am Anfang vorhandenen großen Druckhöhen können nur geringfügig ausgenutzt werden. Große Füllzeiten und kleinere mittlere Hubgeschwindigkeiten sind daher kennzeichnend für jene Schleusen. Das System mit kurzen Umläufen, das zunächst den Vorteil kürzerer Füllzeiten gegenüber der einfachen Torfüllung mit einer zweckmäßigeren Gestaltung des Oberhauptes verband, hatte bis ca. 1919 im europäischen Schleusenbau eine Art Standardstellung inne. Eine Vielzahl von Einzelnormen zeigen die Bedeutung dieses Systems, jedoch scheint auch damit eine optimale Lösung nie recht gelungen zu sein. Um 1918 gelang der damaligen Preußischen Ver-

suchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin mit der Entwicklung des Systems BURKHARDT ein echter Fortschritt. Durch die Anordnung einer querliegenden Trennwand kurz hinter dem Oberdremmel stürzt das Füllwasser zunächst in eine Art Vorbecken und strömt erst dann nach großem Energieverlust und genügender Wasserüberdeckung in die Kammer. Dieses einfache System hat sich voll durchgesetzt und gilt bis in jüngste Zeit als eines der modernsten Füllsysteme, was auch der Bau der Schleusen an den beiden Donaustaufen Jochenstein und Ybbs-Persenbeug beweist. Zahlreiche Veröffentlichungen sind über Schleusen mit kleinen und mittleren Gefällen sowie über ihre Füll- und Entleerungsvorgänge erschienen u. a. in [3], [4], [5], [6], [7], [8], [9], [10], [11], aus denen zu ersehen ist, daß man sich bei der Projektierung einer Schleuse weitgehendst auf die Ergebnisse von Modellversuchen stützt. Die neueren Arbeiten von BURKHARDT, WITTMANN und WICKERT gehen ausführlich auf diese Problematik ein und untermauern z. T. theoretisch die aus Modellversuchen an Schleusen dieser Bauart gewonnenen Resultate. BLEINES [12] betrachtet den Schleusungsvorgang als Schwingungsproblem. Er zieht an Hand aufgestellter Schwingungsanalysen Rückschlüsse auf den Verlauf des Wasserspiegels in der Kammer und vergleicht die daraus entwickelten Schleusencharakteristiken mit Ergebnissen eigener Modellversuche. Das hydrodynamische Verhalten während der Füllung und Leerung bei Schleusen mit Fallhöhen bis ca. 15,0 m und ihre bauliche Gestaltung sind somit im allgemeinen bekannt. Bei neu zu projektierenden Anlagen genügen meistens wenige Modellversuche, um Füll- und Entleerungssystem sowie Ein- und Auslauf den jeweils verschiedenen örtlichen Gegebenheiten anzupassen.

Anders sieht es bei Schleusen mit großen Gefälleunterschieden aus, wobei im folgenden solche mit einer Hubhöhe $H_{ges} \geq 15,0$ m in Betracht gezogen werden sollen. Hier haben bisher als Füll- und Entleerungssysteme der Kammer ausschließlich Längsumläufe mit Stichkanälen oder Grundläufe in verschiedenster Anordnung und Größe Verwendung gefunden. Der Zufluß des Füllwassers verteilt sich somit auf die ganze Kammerlänge. Man hoffte dadurch den Füllschwall auszuschalten und infolge schneller Freigabe des Füllquerschnittes einem dem theoretischen Optimum nahekommenen Kleinstwert an Füllzeit erreichen zu können.

Infolge der im allgemeinen geringeren Stauhöhen hat dieses System in Deutschland nie recht Anklang gefunden. Eine Ausnahme bilden lediglich die großen Sparschleusen, da hier ein anderes System aus konstruktiven Gründen kaum in Frage kommt. Auch muß erwähnt werden, daß die Anordnung von Längsumläufen die Massivbauweise erfordert und die Verwendung von Stahlspundbohlen als tragendes Wandelement ausschließt. Dieses typisch "amerikanische" Füllsystem wurde auf Grund der von Anbeginn an dominierenden Fluß- und Seeschleusen in den USA entwickelt. Mit den Schleusen des Panamakanals war bereits eine Größenordnung vorgegeben, die auch heute nach rd. 50 Jahren als Füllmethode ein langes Umlaufsystem erfordert. Damals entschloß man sich für den Bau eines durchgehenden, unter der Schleusensohle zentral angeordneten Längskanals, wovon seitlich Stichkanäle abzweigen. Der amerikanische Schleusenbau hielt auch in den folgenden Jahren bis zur heutigen Zeit an diesem Grundprinzip fest, variiert wurde lediglich die Lage der Längskanäle. Das Ergebnis dieser steten Entwicklung gipfelt in dem Bau der vor kurzem fertiggestellten, über 30 m hohen Wilson- und Ice-Harbour-Schleuse. Mit der Konstruktion dieser Füll- und Entleerungssysteme wurde weitgehend das technisch-wirtschaftliche Optimum erreicht.

In der einschlägigen Fachliteratur findet man wegen der geringen Anzahl von erbauten europäischen Schleusen mit hohem Gefälle relativ wenige Angaben über jene Bauwerke und ihr hydrodynamisches Verhalten während des Schleusungsvorganges. Erfahrungswerte sind überhaupt nicht zu erwarten; außerdem wurden die modellmäßigen Untersuchungen in einem kleinen Maßstab durchgeführt. Bei den wenigen Anlagen dieser Art sind die Verhältnisse der Wasserzu- und Wasserabführung grundverschieden, was wiederum eine unterschiedliche Ausbildung der Füll- und Entleerungssysteme bedingt. Angeführte Gesichtspunkte gaben Anlaß für diese Arbeit mit dem Ziel, die hydraulischen Untersuchungen mit einem möglichst großen Modell durchzuführen, um dadurch sichere Aussagen für die Natur machen zu können.

An Literaturangaben, die sich speziell mit hohem Gefälleunterschied bei Schleusen bzw. deren Füll- und Entleerungssystemen befassen, standen die Arbeiten von LAUFER [13], WÜSENER [14] und WEHR-SCHÜTZ [25] zur Verfügung, wobei bemerkt werden muß, daß zuletzt genannte Veröffentlichung erst nach Abschluß der Modellversuche

(Abschnitt 5 und 6) greifbar war. LAUFER untersuchte an Hand einer Modellschleuse im Maßstab $\sim 1 : 20$ mit einem für damalige Begriffe großen Höhenunterschied von 16,50 m verschiedene Wasserzuführungsarten in die Schleuse und ermittelte dabei die Auswirkungen auf die Trossenkräfte, Schleusungszeiten etc. Er machte Versuche über den Einlauf des Wassers unter dem Oberdrempe! durch zwei getrennte Leitungen, die Zuführung des Wassers unter dem Oberdrempe! durch ein Beruhigungsbecken, den Einlauf des Wassers durch Torumläufe sowie den Einlauf des Wassers unmittelbar durch ein Hubtor in eine Vorkammer. Das sind Füll- und Entleerungssysteme, die bei großen und größten Fallhöhen nicht angewendet werden können. WÖSSNER untersuchte in [14] das System "Längsumläufe mit Stichkanälen" an einem Modell im Maßstab $1 : 25$ einer Kammerschleuse von 2,80 m Hubhöhe. An Hand der Ergebnisse seiner Modellversuche stellte er Richtlinien auf für das Verhältnis Querschnitt der Stichkanäle F_S zu Querschnitt der Längsumläufe F_L und gab Hinweise für die zweckmäßigste Anordnung der Stichkanäle.

WILHRSCHÜTZ behandelte in seiner Arbeit, ausgehend von der Entwicklung und Einteilung der Schiffssschleusen, die Füll- und Entleerungssysteme bei Flußschleusen mit großen Fallhöhen. Er stellte hierbei vergleichende Betrachtungen verschiedener Füllsysteme an, wobei er den amerikanischen Schleusenbau am St. Lawrence Seaway und Columbia River von den Anfängen bis zur Gegenwart mit den hohen Einzelhub-Schleusen verfolgte und charakteristische Konstruktions- und Schleusungsdaten angab. Neben der Lage und den Größenverhältnissen der eigentlichen Füllöffnungen verschiedener Systeme wurde auch das Problem der Wasserzuführung behandelt sowie auf die Entwicklung geeigneter Verschlüsse hingewiesen, die vor allem der Dauerbeanspruchung gewachsen sein müssen. Die Gefahr des starken Lufteinzuges während des Füllungsvorganges durch etwas zu hoch liegende Einlaßöffnungen und das Auftreten von Kavitationerscheinungen in den Umläufen verschiedener Bauwerke wurde erwähnt. Letzteren kann durch Vergrößerung der Verschußflächen und der Kanalquerschnitte erfolgreich begegnet werden. In ähnlicher Weise wurde über die hohen europäischen Schleusen Bollène der Rhonestufe Donzère-Mondragon (Frankreich) und Aschach (Österreich) berichtet. Abschließend ging der Verfasser auf die Bedeutung der hydraulischen Modellversuche im Schleusenbau ein und berichtete über die durchgeführten Untersu-

chungen am Modell der Nordschleuse des Donaukraftwerkes Aschach.

Sind bei Schleusen mit kleinem Gefälle Modellversuche unumgänglich, dann erst recht bei Anlagen mit großem Gefälleunterschied. Aus diesem Grund wurde ein Schleusenmodell im Maßstab 1 : 20 der Natur mit einem Gefälle von 30,0 m gebaut (siehe Abschnitt 3) und mit drei verschiedenen Varianten von Füll- und Entleerungssystemen versehen, die einzeln nacheinander in Betrieb genommen werden können. Zweck der vorliegenden Arbeit ist es nun, mittels Modellversuchen zu überprüfen, inwieweit die gebräuchlichen hydrodynamischen Ansätze zur Bestimmung der Schleusencharakteristiken, sowie Erfahrungswerte - gewonnen aus Modellversuchen an Schleusen mit kleinerem Gefälle- auch auf Schleusen mit hohem Gefälle zu übertragen sind.

Wie aus dem Angeführten ersichtlich, sind die Probleme recht vielseitig, so daß sich nachfolgende Untersuchungen nur auf die hydrodynamischen Verhältnisse in der Kammer beschränken. Schwall- und Sunkerscheinungen in den Vorhäfen sollen ausführlicher einem besonderen Thema vorbehalten sein. Desgleichen kann das Problem der Wasserersparnis beim Schleusungsvorgang (Sparschleusen), welches bei hohem Gefälleunterschied außerordentliche Bedeutung erlangt, in diesem Rahmen nicht behandelt werden.

Zunächst wird auf konstruktive Gesichtspunkte und hydrodynamische Daten von bestehenden Schleusen mit hohem Gefälle im In- und Ausland eingegangen.

2. Bestehende bzw. im Bau befindliche Schleusen mit hohem Gefälle

2.1 Deutschland

Es werden die wesentlichsten Merkmale von drei Schachtschleusen mit den größten in Deutschland vorkommenden Gefällen, die alle um 15,0 m liegen, behandelt [15], [16]. Ausführliche Angaben und nähere konstruktive Beschreibungen dieser Bauwerke sind den zahlreichen Veröffentlichungen der Fachliteratur zu entnehmen.

2.11 Speicherschachtschleuse Minden i.W.

Die bedeutendste Anlage vor dem ersten Weltkrieg war die im Jahre 1915 dem Verkehr übergebene Schachtschleuse Minden i.W. mit den Kammerabmessungen $B = 10 \text{ m}$ und $L = 85 \text{ m}$. Sie ermöglicht den

Abstieg vom Mittellandkanal zur Weser und besitzt eine maximale Fallhöhe von 14,68 m. Die Notwendigkeit der Wasserersparnis einerseits und der Platzmangel zur Anordnung offener Sparbecken andererseits haben hier zu der Lösung geführt, 16 Wasserspeicher in vier Stockwerken in den verbreiterten Schleusenmauern unterzubringen, wodurch sich eine Wasserersparnis von 71,4 % ergibt (Abb. 1). Seinerzeit angestellte Untersuchungen, 5 Stockwerke mit 20 Kammern anzuordnen, die eine Wasserersparnis von 75 % ergeben hätten, lieferten kein befriedigendes Ergebnis, weil die verminderte Geschoßhöhe, die Bauart der Ventile sehr erschwert hätte. Die Ventiltrichter der Sparkammern gehen möglichst tief nach unten, damit die ausströmenden Wassermassen keine Luft mitreißen. Bei dieser Schleuse sind Ringventile eingebaut worden; die Bedienung der Wasserkammern erfolgt mittels niedrig gehaltener gußeiserner Zylinderschützen. Jede Sparkammer hat für den Fall eines Ventilbruches einen Überlauf nahezu in Schleusenmitte erhalten. Außerdem wurden die Treppenläufe jeder Sparkammergruppe den Überlaufschächten angegliedert und somit zur Wasserabführung herangezogen. Die Verbindung zwischen Sparbecken und Schleusenkammer erfolgt über Längsumläufe mit Stichkanälen, wobei ein Umlaufquerschnitt gleich $5,22 \text{ m}^2$ und der daran angeschlossene Querschnitt der Stichkanäle $11,0 \text{ m}^2$ betragen. Maximaler Zufluß und Schleusungszeiten entsprechend den für damalige Zeiten gebräuchlichen Daten. Das Oberhaupt ist mit einem Klapptor, das Unterhaupt mit einem Hubtor ausgerüstet.

2.12 Speicherschachtschleuse Anderten

Die Bauweise der Mindener Schachtschleuse ist Vorbild für die im Jahre 1928 in Betrieb genommene Doppelschachtschleuse Anderten gewesen (Abb. 2). Sie vermittelt den Aufstieg zur Scheitelhaltung des Mittellandkanals östlich von Hannover und ist mit zwei Kammern von je 225 m Länge und 12 m Breite bei einer Fallhöhe von rd. 15 m heute noch eine der größten Kanalschleusen der Welt. Bei ihr sind die Schleusenmauern entsprechend ihrer Länge in fünf je 42,3 m lange Blöcke unterteilt, so daß sich bei fünf Stockwerken $2 \times 25 = 50$ Speicher je Kammer ergeben. Sie ermöglichen eine Wasserersparnis von 75 %. Die gesamten Sparräume eines Stockwerkes haben eine Grundfläche gleich dem 2,1-fachen der Kammerfläche. Gegenüber

Minden i.W. ist eine grundsätzliche Änderung insofern getroffen worden, als in Anderten die Überläufe der Becken an besondere Kanäle anschließen, die ins Unterwasser münden. Diese sind so bemessen, daß sie, selbst wenn gleichzeitig zwei der untersten Ventile bei offenem Obertor brechen sollten, der dann unter hohem Druck einströmende große Zufluß von rd. $55 \text{ m}^3/\text{s}$ ohne Rückstau abgeführt werden kann. Da die Ausspiegelung zwischen der Schleusenkammer und den Sparbecken bei $0,15 \text{ m}$ Restgefälle unterbrochen wird, ist die Zeit für das Füllen bzw. Leeren einer Sparbeckenstufe auf 75 Sek. einschließlich $2 \times 10 \text{ Sek.}$ für die Ventilbewegungen beschränkt worden. Der Ausgleich der letzten rd. $3,8 \text{ m}$ Fallhöhe zu den anschließenden Kanalstrecken erfolgt mittels eines Abflusses von $40 \text{ m}^3/\text{s}$, um zu starke, der Schifffahrt gefährliche Wellenbewegungen in den Haltungen zu verhüten. Beide Schleusen besitzen, wie es durch die Anordnung der Speicher bedingt ist, Längsumläufe mit Stichkanälen auf der gesamten Kammerlänge. Die Umlaufquerschnitte und die gleichgroßen Durchflußquerschnitte der Umlaufschützen sind so bemessen, daß sich die Wasserstände in ca. 5,5 Minuten ausspiegeln. Dabei werden die Umlaufverschlüsse in drei Teilhuben geöffnet. Die gesamte Füll- bzw. Leerzeit bis zu einem Restgefälle von $0,15 \text{ m}$, gegen welche das Tor geöffnet werden kann, beträgt rd. 12 Min., die durchschnittliche Hubgeschwindigkeit beträgt somit $\frac{15,0}{12} = 1,25 \text{ m/min} = \text{rd. } 2 \text{ cm/s}$.

Das Oberhaupt der Doppelspeicher-Schachtschleuse Anderten ist zugunsten der in den Kammermauern liegenden Wasserspeicher mit einer Länge von 19 m sehr kurz gehalten. Seine Rückfläche ist abgeschrägt. Aus Modellversuchen ermittelte man die günstigste Form der Umläufe. Es wurde danach der Einlauf in die Tornischenschleife verlegt und der Schacht senkrecht bis zur Tiefe der Kamerschleife hinabgeführt, wo er sich in die beiden Umläufe teilt. Als Verschlüsse dienen Rollkeilschützen. Sie haben eine freie Durchflußfläche von $5,8 \text{ m}^2$, welche schon vor den Notschützenschächten mit einem kreisförmigen Querschnitt von $2,62 \text{ m}$ Durchmesser in eine Trapezform mit gewölbter Decke ohne Einschnürung übergeht. Der gesamte an einen Umlauf angeschlossene Stichkanalquerschnitt beträgt $20,0 \text{ m}^2$.

Die Unterhäupter haben eingespannte Sohlen erhalten, da bei Anordnung von Sohlenfugen die erforderliche Wasserdichtigkeit des Drem-

pels nicht gewährleistet ist. Die Drempeltiefe beträgt 3 m.

Die Oberhäupter der Doppelschleuse Anderten besitzen Klapptore, die Unterhäupter Hubtore, die als Riegeltore mit nach Unterwasser zu liegender Torhaut ausgebildet sind. Die in gleichen Abständen angeordneten Hauptriegel sind nach dem Vorbild des Untertores der Schachtschleuse Minden durch Zwischenriegel unterteilt. Jedes Hubtor hat vier Führungsrollen, von denen nur die beiden unteren Spurkränze tragen.

2.13 Zwillingsschachtschleuse Eisenhüttenstadt/Oder

Von den Kanalschleusen, die im Bereich der märkischen Wasserstraßen mit der Vollendung des Mittellandkanals als Ersatzbauwerke erforderlich geworden sind, verdient die Schachtschleuse Eisenhüttenstadt/O. mit einem Gefälle zwischen 9,07 m und 14,28 m Beachtung. Sie ermöglicht den Abstieg vom Oder-Spree-Kanal zur Oder und wurde in den Jahren 1925 - 1929 für das Passieren von Schiffen bis zu 1 000 t gebaut. Das Gesamtbauwerk ist in fünf Teile aufgelöst; in die beiden getrennt gegründeten Kammern, in die beiden durch eine Fuge getrennten Unterhäupter und in das gemeinsame, auf durchgehender Sohle stehende Oberhaupt (Abb. 3 und 4). Diese Zusammenfassung der Oberhäupter ergab sich infolge der in ihnen liegenden Kanäle mit ihren Verschlüßvorrichtungen zum Verbinden der zwei Schleusenammern. Den Wänden der 12 m breiten Kammern wurde infolge der großen Fallhöhe eine Neigung von 100 : 1 gegeben. Jede Kammer besitzt eine Länge von 130 m .

Die Oberhäupter haben Klapptore von 30 t Gewicht. Vor jedem Klapptor befindet sich eine 3 m tief in den Drempel eingelassene Rinne, von der aus das Wasser nach den beiderseits abzweigenden Umlaufkanälen läuft. Mit einem Querschnitt von $7,0 \text{ m}^2$ sind diese so durch das Mauerwerk des Drempels geführt, daß sie von oben her mitten in die Decke des Drempelhohlraumes münden, von wo aus das Wasser in die Schleuse tritt. Hier enden auch die drei Verbindungskanäle, die zum Wasserausgleich beim Zwillingsbetrieb dienen. Zwei von ihnen werden durch Ringventile, der dritte durch einen Walzenschieber abgeschlossen. Die Verschlüsse liegen in einem in der Mittelmauer zwischen den Oberhäuptern ausgesparten Raum, durch den die Kanäle mittels stählerner Rohre hindurchlaufen. Für jeden der drei Schieber sind zu beiden Seiten Notschieber vorgesehen.

Die Unterhäupter besitzen Hubtore von 130 t Gewicht. Diese sind als Riegeltore ausgebildet und im unteren Teil mit vier Segmentschützen versehen (Abb. 4), mit deren Hilfe der Schleusenbetrieb auch dann noch aufrechterhalten werden kann, wenn die Entleerungskanäle aus irgendwelchen Gründen ausfallen. Die Dichtung des Tores bewirken Holzbalken, die sich gegen Anschlagrahmen aus Gußeisen mit darüber befindlichen Leisten aus Flußstahl legen. Jedes Tor hat 4 Laufrollen; sie sind so abgefedert, daß sich das Tor bei einem Wasserüberdruck von 0,5 m bereits von den Dichtungsleisten abhebt. Schleusungszeiten und Zuflüsse liegen auch hier in den üblichen Grenzen, entsprechend der Zeit, wo die Projektierung stattfand. Als Festmachevorrichtungen für die Schiffe in der Kammer wurden Schwimmpoller angeordnet.

Außerordentlich ist bei diesem Bauwerk die starke Massierung von Beton am Oberhaupt, ferner, daß sich der Drämpelabfall erst etwa 10 m hinter dem Klapptor befindet, während man sonst bestrebt ist, den Drämpelabfall möglichst dicht hinter dem Klapptor beginnen zu lassen, um an Kammerlänge zu sparen (Abb. 3).

2.2 Österreich - Die Donauschleuse Aschach

Die Donau-Staustufe Aschach besteht aus der Wehranlage, dem Kraftwerk und einer Doppelschleuse [25], [37]. Das Kraftwerk ist bezüglich der installierten Leistung mit 263 MW und seiner Jahresarbeit das größte an der österreichischen Donau. Beim Ausbau der sonst nutzbaren Wasserkraft in Österreich steht Aschach auch an erster Stelle; Grund hierfür sind die reiche Wasserführung und die Gefälleverhältnisse des Donauflusses.

Die erste Schleuse wurde im Jahre 1962 und die zweite 1963 fertiggestellt; ihre Abmessungen betragen 24 m x 230 m (Ausbaugröße für 1 500 t-Schiffe). Die Schleusenanlage mußte aus schiffahrtstechnischen Gründen in bezug auf den Füllvorgang gegenüber den Schleusen der vorher erbauten Donau Stufen Jochenstein (max. H \approx 12 m) und Ybbs-Persenbeug (max. H = 12,95 m) abgeändert werden. Bei den genannten Anlagen wird die Kammer durch Anheben des oberwasserseitig angeordneten Hub-Senkttores gefüllt. Die Entleerung erfolgt mittels eingebauter Schützen im unterwasserseitigen Stemmtor. Die Füllmenge beträgt 60 000 bis 80 000 m³ und die Füll- und Entleerungszeit ca. 15 Minuten. Sowohl beim Füllen als auch beim Entleeren treten im Ober- und Unterhafen störende Sunk- bzw. Schwallerscheinungen

auf, die sich in Aschach bei einer Füllwassermenge zwischen 90 000 und 120 000 m³ in noch stärkerem Maße bemerkbar machen würden. Außerdem ist hier die Fallhöhe um rd. 5 m höher als bei den Schleusen Jochenstein und Ybbs. Diese Umstände zwangen bei der Schleuse Aschach einmal zur Entnahme des Füllwassers direkt aus der Stauhaltung; bei der Entleerung wird das Wasser gleichfalls in der Nähe des Untertores unmittelbar dem Stromlauf zugeführt. Die Füll- und Entleerungsbauwerke sind in der an den Donaustrom angrenzenden Schleusenmauer angeordnet. Zum anderen strömt das Wasser hier durch zwei Kanäle unter der Kammersohle ein (Grundläufe) und verteilt sich leicht über die gesamte Länge der Sohle, da diese regelmäßig mit Schlitzfenstern versehen ist. Die Entleerung erfolgt durch die gleichen Kanäle. Die Aufteilung der Füllöffnungen wurde weniger auf Grund hydraulischer Erwägungen vorgenommen, sondern entsprach mehr dem Bedürfnis nach einer einheitlichen Ausbildung der Schleusensohle, zumal diese mittels Fertigbetonteilen ausgeführt werden sollte. Die Folge dieser sehr großen Gesamtoberfläche ist, daß die Schleusenfüllung zwar optisch ruhig erscheint, mehr oder weniger ausgeprägte Längsbewegungen jedoch unvermeidbar sind. Die Füll- und Entleerungszeit beträgt 13 bis 15 Minuten.

Wie bei Jochenstein und Ybbs werden die Schleusen auch zur Hochwasserabfuhr mit herangezogen, wobei sie 28 % der ankommenden Hochwasserabflüsse durchlassen können. Dadurch sparte man den Bau von 1 bis 2 Wehrfeldern ein, deren bauliche Einordnung bei der Stufe Aschach infolge der Talenge unmöglich gewesen wäre.

Das Obertor jeder Schleuse wurde als Stenmtor, das Untertor gleichfalls als Stenmtor ausgebildet, wobei die letzteren vollkommen geschweißt sind. Als Notverschlüsse dienen bei der Nord- und Südschleuse Dammbalken.

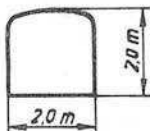
Der obere Vorhafen hat eine Länge von 250 m, der untere 230 m. Die Breite beträgt 100 m.

2.3 CCSR - Die Schleuse Stechovice

Die Stauanlage Stechovice stellt einen Teil der Moldau-Kaskade dar und wurde in den Jahren 1939 - 45 gebaut [17]. Sie besteht aus einer Talsperre, einer Schleuse und einem Mitteldruck-Kraftwerk, dem noch ein Pumpspeicherkraftwerk angegliedert ist. Die

Fallhöhe von Stechovice beträgt ca. 20 - 22 m . Das Einzugsgebiet für die Sperre liegt bei rd. 13 300 km². Auf der Mauerkrone sind in 5 Feldern mit 20 m lichter Weite Stoney-Schützen aufgesetzt, die 5,20 m hoch sind.

Die Schleuse rechts neben der Sperre ist für 1 000 t-Schiffe dimensioniert [32]. Die nutzbare Länge der Kammer beträgt 118,4 m , die Breite 12 m . Durch einen Mitteldrömpel lassen sich zwei kleine Kammern von 85 m und 40 m Länge herstellen. Das Oberhaupt besitzt ein Stemmtor mit einer Höhe von 8 m über dem Drömpel. Jeder der beiden Flügel hat eine Breite von 7,5 m und läßt sich in 60 Sekunden öffnen oder schließen. Im Unter- und Mittelhaupt sind 25 m hohe Stemmtore angeordnet, die sich in 90 Sekunden öffnen bzw. schließen lassen. Als Füll- und Entleerungssystem dienen beiderseitige Längsumläufe mit Stichkanälen, erste-
re haben einen Querschnitt 2,0 m x 2,0 m und sind oben abgerundet. Als Verschlussorgane werden Rollkeilschütze verwendet mit einer Hubgeschwindigkeit von 38 cm/min beim Öffnen und 135 cm/min beim Schließen. Die Stichkanäle (Querschnitt 0,80 m x 0,80 m) haben untereinander einen Abstand von rd. 4,0 m und liegen gegenüber. Die beiden Längsumläufe besitzen je eine Einlauföffnung seitlich vor dem Oberhaupt und sind hinter dem Unterhaupt um 15,0 m verlängert worden. Hier beträgt die Fließgeschwindigkeit an den beiderseitig angeordneten 13 Stichkanälen weniger als 1,0 m/s, womit schiffahrtsgefährdende Strömungen ausgeschaltet wurden. Die gesamte Kammer ist mit Granitsteinen ausgekleidet.



2.4 Frankreich

2.41 Schachtschleuse Donzère-Mondragon

Mit 26 m Hubhöhe stellt die Schleuse Saint Pierre der Rhône-Staumstufe Donzère-Mondragon die z. Z. höchste Schleuse Europas dar, welche sich in einem Seitenkanal der Rhône-Kanalisation in der Nähe der Ortschaft Bollène befindet [18], [19], [20]. Sie wurde in den Jahren 1952 - 1954 erbaut. Der Ausbau der Rhône erfolgt nach dem Gesichtspunkt der Wasserkraftnutzung, der Schiffbar-machung und der Bewässerung. Der Plan zur Ausnutzung der 350 m

Gefällehöhe zwischen Mittelmeer und Genfer See sieht den Bau von 24 Staustufen mit insgesamt 2,62 Mio KVA und 23 Schleusen vor. Ein Abschnitt in diesem Unternehmen ist die Regelung der Gefällestrecke Donzère-Mondragon, 40 km nördlich Avignon, und zwar geschieht dies hier durch den Bau eines Seitenkanals, wobei die Schleuse neben das Krafthaus zu liegen kommt (Abb. 5).

Die Nutzlänge der Schachtschleuse, dieser sog. 3. Rhôneschleuse, beträgt 195,0 m, ihre Breite 12,0 m (Abb. 6). Die auf der Rhône verkehrenden Schlepper können nicht mitgeschleust werden, so daß der Schleusendienst durch kleine Schlepper und Spills ausgeführt wird. Lediglich Schleppzüge, bestehend aus zwei Rhône-Schiffen von 74 m x 8 m oder von 88 m x 11 m können in die Kammer aufgenommen werden.

Interessant sind die Torkonstruktionen. Das Obertor ist ein Senktor und bei hochliegendem Drempel kreisförmig in einem Winkel von 136° gewölbt; es wird somit nur auf Druck beansprucht. Das Untertor ist ein im Grundriß halbkreisförmiges Hubtor mit einem Öffnungswinkel von 189° . Zur Freigabe der Durchfahrt gleitet es hinter der Stirnwand hoch. Sein Gewicht von 160 t wird durch Gegengewichte ausgeglichen. Das Tor besteht aus Halbkreisriegeln, die hier nur auf Zug beansprucht werden. Gefederte Laufrollen und Schienen leiten den Wasserdruck, der max. 187 t/m betragen kann, in das Widerlager. Als Notverschlüsse sind Stemmtore eingebaut, von denen das obere Torpaar gleichzeitig als Nottor gedacht ist. Je nach den Erfordernissen und der Verkehrsentwicklung ist der Einbau eines Mitteltors vorgesehen, das die Kammer in zwei gleichlange Abschnitte teilt (Abb. 6).

Die große Hubhöhe stellte hier besondere Anforderungen an die Füll- und Entleerungseinrichtungen (Abb. 7). Damit den Vorhäfen kein Wasser zugeleitet oder entnommen wird, so daß die Schiffe völlig ungestört an ihren Liegeplätzen warten können, werden etwa $50\,000\text{ m}^3$ Füllwasser seitlich dem Kraftwerkskanal entnommen und symmetrisch den beiden Kammerhälften - wegen des geplanten Mitteltors - in Längskanälen unter der Sohle zugeführt. Die Speisung der Kammer geschieht über acht Stichkanäle in jeder Hälfte, die nochmals durch eine Platte mit kreisrunden geneigten Stichkanälen von 50 cm Durchmesser abgedeckt sind. Das Wasserpelster über diesen

Füllöffnungen in einer Stärke von mindestens 3,0 m läßt nur ganz geringfügige, nicht störende Wirbel bei Beginn der Füllung zu, die außerdem so verlaufen, daß eine selbsttätige Zentrierung des Schiffes in der Kammer erfolgt (Abb. 8). Die Entleerungskanäle sind im Querschnitt etwas größer als die Füllkanäle, um das Leeren zu beschleunigen. Das Kammerwasser wird durch Umschalten der Schütze dem Entlaster des Kraftwerkskanals zugeführt. Während des Füllvorganges steigt der Kammerwasserspiegel mit einer mittleren Geschwindigkeit von 1,6 m/min, bei einem größten Zufluß von etwa $100 \text{ m}^3/\text{s}$. Er fällt bei der Entleerung mit 2,3 m/min, das entspricht einer Gesamtzeit für ein Schleusenspiel, bestehend aus Heben und Senken, von 27 Minuten. Diese Steig- und Senkgeschwindigkeiten erfordern ein schnelles Umlegen der Trossen, wozu schwimmende Haltekreuze eingebaut wurden, ähnlich denen an der Zwillingschachtschleuse Eisenhüttenstadt/O. Die Schleuse wird zentral bedient.

Zwar wäre man in der Lage - wie WICKERT in [20] schreibt - noch weit schneller zu füllen und zu entleeren (im Mittel 3,0 m/min); dabei wurden größte Schiffskräfte von 1,2 t gemessen. Aus Sicherheitsgründen begnügte man sich aber bisher mit dem erwähnten langsameren Hub. In der neueren Literaturangabe [25] gibt WEHRSCHEITZ für die Bollène-Schleuse bedeutend niedrigere Füll- und Entleerungszeiten und damit höhere Steigegeschwindigkeiten und Zuflüsse als vorher genannt an (siehe Tabelle der Abb. 22). Diese Angaben beruhen höchstwahrscheinlich auf der Forderung einer schnelleren Abfertigung an der Schleuse, bedingt durch den heutzutage starken Zuwachs der Schifffahrt auf der Rhone.

2.42 Die Rhône-Stufe Montélimar

Nach Inbetriebnahme der ersten großen Staustufe der Rhône zwischen Lyon und der Mündung, der Stufe Donzère-Mondragon, wurde die 2. Stufe, Montélimar gebaut [38]. Die installierte Leistung ist wie bei Donzère-Mondragon 300 000 kW. Die Fallhöhe beträgt bei Niedrigwasser max. 19,2 m . Der Ausbau umfaßte neben einem Stauwehr in der Rhône, Seitendämme zur Einfassung des Stauraumes, einem 12 km langen Zuleitungskanal und einem 2 km langen Auslaufkanal sowie einem Kraftwerk auch eine Schleuse, die sog. 4. Rhône-schleuse.

Zur Rhône-Seite hin liegt die Schleuse neben dem Kraftwerk, wobei das Unterhaupt mit den Turbinen in einer Flucht liegt. Die Schleuse ist 195 m lang und 12 m breit und entspricht auch sonst der von Donzère-Mondragon. Die Tore sind halbzylindrische Hubtore, die sich bewährt haben. Das Wasser zur Schleusenfüllung wird dem Kraftwerksobwasser entnommen; die Entleerung erfolgt durch Auslaufkanäle, die von der Mitte der Schleuse her kommend unter dem Kraftwerkseintaster hindurchführen. Die Stirnwand der Schleuse oberhalb des Untertores wurde in Stahl ausgeführt, um Rißbildungen - die sich bei den Bewegungen der Schleusenmauern gezeigt haben - auszuschalten.

2.5 Polen - Oberschleuse Fürstenau (jetziger polnischer Name nicht bekannt)

Diese kleine Schachtschleuse, kurz vor dem 1. Weltkrieg erbaut, ist 45 m lang und 7,5 m breit. Sie überwindet ein Wasserspiegelgefälle von 17,2 m im Masurischen Kanal, der die Verbindung zwischen dem Fluß Alle und dem Mauersee herstellt. Zur Zeit ist die Schleuse wegen der Grenzlage außer Betrieb.

2.6 UdSSR

2.61 Doppelschleusen Wolgograd (früher Stalingrad)

Seit Ende 1960 läuft das Wasserkraftwerk Wolgograd auf Vollbetrieb. Mit einer installierten Leistung von 2 563 MW ist es das z. Z. größte Kraftwerk der Welt [39,7]. Neben dem Kraftwerk und dem Wehr sind auch zwei Doppelschleusen ohne Zwischenhaltung - und zwar am linken Wolgaufer - angeordnet, die 1959 gebaut wurden. Die Abmessungen betragen 290 m x 30 m je Kammer. Die Doppelschleusen mit je rd. 13,5 m Hubhöhe sind mit Sternmotoren im Ober- und Unterhaupt ausgerüstet. Sie gestatten den Verkehr auch der größten Wolkaschiffe, z. B. eines 12 000 t-Tankers. Das Füllen und Entleeren geschieht durch je zwei Öffnungen in den Häuptionern, die mit einem Grundlauf verbunden sind und mittels dem das Wasser durch 16 cm breite Querschlitz in der Sohle in die Kammer gelangt. Zu erwähnen ist noch, daß die Schleusenkammern aus stark bewehrten, schlanke Schwerkriegtsmauern bestehen, deren Mauerfüße bis zur Kammermitte vorgezogen sind. Der geräumige Vorhafen der Schleusenanlage ist durch zwei lange Molen gegen das offene Meer des Staubeckens abgegrenzt. Er bietet den Schiffen Schutz bei hohem Wellengang und besitzt eine ca. 500 m lange Anlege- und Umschlagstelle.

2.62 Doppelschleusen Kuibyschew

Das Wasserkraftwerk "Lenin" in der Wolga bei Kuibyschew ist mit einer installierten Leistung von 2 300 MW die augenblicklich zweitgrößte Wasserkraftanlage der Welt. U. a. sind hier auch zwei Doppelschleusen mit einer Zwischenhaltung (Schleusentreppe) angeordnet, die im Jahre 1958 erbaut wurden. Jede Kammer ist 290 m lang und 30 m breit. Das max. Wasserspiegelgefälle beträgt rd. 15,0 m je Doppelschleuse. Das Füllen und Entleeren der Kammern erfolgt über Grundläufe, die mittels Schützen verschlossen werden

können. Die Kammern wurden aus stark bewehrten, schlanken Scherengewichtsmauern gebaut und dienten in ihrer Ausführung den vorher beschriebenen Wolgograd-Schleusen als Vorbild.

2.7 U S A

2.71 Die Schleusen im Tennessee Tal

Am Tennessee River befinden sich 11 Schleusen, 10 davon haben eine max. Fallhöhe von 39 ft bis 80 ft, also bis ca. 26,0 m [21]. Alle diese Anlagen besitzen den "conventional type" (Abb. 9). Zwei sich auf die ganze Länge der massiven Schleusenwände erstreckende, geschlossene Zuführungskanäle entnehmen das Füllwasser durch strömungstechnisch günstig ausgebildete Entnahmeöffnungen unmittelbar dem oberen Vorhafen und speisen über eine Vielzahl kleiner Stichkanäle die Kammer. Der Abschluß zur oberen Haltung für das Füllen erfolgt im allgemeinen durch Segmentverschlüsse und zur unteren Haltung für das Entleeren durch Schütze. Die Öffnungszeiten für die Umlaufverschlüsse der Schleusen Fort Loudoun und Watts Bar liegen bei 3 bis 4 Minuten. Abmessungen einiger Tennessee Schleusen sind der Tabelle in Abschnitt 1 zu entnehmen.

In den Vereinigten Staaten von Amerika hat diese Füllart bei Schleusen großer Abmessungen und Hubhöhen ihre Leistungsfähigkeit erwiesen, was vor allem auf jahrzehntelange systematische Modelluntersuchungen am Hydraulischen Laboratorium der Universität Iowa in Iowa City sowie am Hydraulischen Laboratorium der "Tennessee Valley Authority" (TVA) in Knoxville zurückzuführen ist.

Auf die neuerbaute Wilson-Schleuse mit einem Hub von 30,5 m wird im Abschnitt 2.74 eingegangen.

2.72 Die Bonneville-Schleuse

Im Jahre 1938 wurde in Oregon am Columbia River die Bonneville-Schleuse in Betrieb genommen. Die Kammer ist 76 ft breit und 500 ft lang; das max. Gefälle beträgt 66 ft, d.s. 22 m [21]. Die Anordnung des Füll- und Entleerungssystems ist aus Abb. 10 ersichtlich. Ein doppelter Einlauf rechts der Kammerwand bringt das Wasser mittels eines Umlaufes bis unter die Schleusensole längs der Kammerachse. Davon zweigen beiderseitig 14 Stichkanäle

ab. Jeder besitzt drei vertikale Öffnungen - zwei am Rande und eine Öffnung in der Mitte -, wodurch das Wasser in den $14 \times 3 = 42$ Öffnungen senkrecht nach oben in die Kammer einströmen kann; ein Wasserpolster von 26 ft Höhe liegt dabei über den Auslaßöffnungen. Die Entleerung erfolgt durch das gleiche hydraulische System. Der einzelne Längskanal unter der Sohle teilt sich am Unterhaupt in zwei kleinere Torumläufe, die beiderseitig in fünf vertikalen Ausflußöffnungen von der Sohle aus unterhalb des Stemmtores münden. Den beiderseitigen Abschluß bilden bei dieser Anlage Segmentschützen in der üblichen Anordnung mit einer Verschußfläche von $2,13 \times 3,51$ m. Die Füll- und Entleerungszeiten dauern 12 Minuten. Das Oberhaupt wird ebenfalls durch ein Stemmtor abgeschlossen.

Trotz eingehender Modelluntersuchungen während der Projektierung der Bonneville-Schleuse konnte ein Mißerfolg kurz nach Inbetriebnahme der Anlage nicht vermieden werden. Dieser geht letzten Endes auf den starken Lufteinzuf infolge der etwas zu hoch liegenden Einlässe und der beiden Schützenschächte zurück. Die mitgerissene Luft entweicht durch die Füllöffnungen und verursacht so eine nicht mehr zulässige Erhöhung der Füllturbulenz. Zwecks Herabsetzung des Lufteinzuges auf ein erträgliches Maß mußte die vorgesehene Hubzeit der Schützen beträchtlich verlängert werden, was im vorliegenden Fall nur durch ein etappenweises Öffnen möglich war. Diese Betriebsweise, die eine Unstetigkeit in der Schleusenfüllung verursacht und aus diesem Grund vermieden werden soll, hatte bei einer Hubhöhe von nur 17,7 m eine Verlängerung der Füllzeit von 11,5 auf 15,0 Minuten zur Folge.

2.73 Die Mc Nary-Schleuse

Am Columbia River zwischen den Staaten Oregon und Washington wurde in den Jahren 1947 - 1950 die Staustufe Mc Nary erbaut. Sie soll der Schifffahrt den Weg über die etwa 28 m hohen Stromschnellen von Umatilla ermöglichen [22], [23]. Mit dieser örtlichen Kanalisierung wurde der Bau eines Kraftwerkes verbunden, in dem zunächst 14 Kaplanturbinen für eine Schluckfähigkeit von insgesamt $2240 \text{ m}^3/\text{s}$ und einer Leistung von 70 000 KW Aufstellung fanden. Die Stauregulierung erfolgt durch ein Schützenwehr von rd. 402 m Länge, das in 12 Schützöffnungen von je 33,50 m Lichtweite

unterteilt ist. Diese vermögen einen Hochwasserabfluß von $61\,600\text{ m}^3/\text{s}$ durchzulassen (Abb. 11).

Als Auf- und Abstiegbauwerk für die Schifffahrt dient eine Schachtschleuse von 205,7 m Nutzlänge und 26,2 m Kammerbreite. Mit einer max. Fallhöhe von rd. 28 m stellt sie eine der höchsten Schleusen der Welt dar (Abb. 12). Die Wahl der richtigen Betriebsweise hinsichtlich Füllens und Leerens der Kammer ist durch Modellversuche bestimmt worden mit dem Ziel, einerseits den Schleusenvorgang möglichst abzukürzen, andererseits keine gefährlichen Trossenbeanspruchungen zu erhalten. Dieses erscheint umso verständlicher, als man sich nach dem Fehlschlag der Bonneville-Schleuse beim Entwurf der folgenden Stufe, der Mc Nary-Schleuse, sehr ausführlich mit dem Problem der Wasserzuführung und der Entwicklung geeigneter Verschlüsse, die vor allem der Dauerbeanspruchung gewachsen sein müssen, befaßte. Das Ergebnis bestand zunächst in einer durchgehenden Vergrößerung der Längskanäle und der Verschußflächen auf $3,36\text{ m} \times 3,66\text{ m}$. Bedeutsamer noch erscheint die Drehung der Segmentschützen um 180° , wodurch die einzelnen Konstruktionsteile nicht mehr auf Druck, sondern auf Zug beansprucht werden. Diese Lage bewährte sich vor allem in bezug auf die Schwingungserscheinungen, die wiederum im Hinblick auf den ständigen Betrieb nicht hoch genug in Rechnung gestellt werden können und verminderte darüber hinaus sehr merklich die erforderlichen Hubkräfte.

Jede Kammerfüllung erfordert über $150\,000\text{ m}^3$ Wasser, die der Kraftnutzung verloren gehen. Vier mit Leitwänden versehene Einläufe entnehmen die Schleusenwassermenge dem oberen Vorhafen. Über Längsumläufe in den beiden Seitenwänden wird das Wasser den 14 Stichkanälen, je 7 an jeder Seite, im mittleren Drittel der Schleusenlänge von der Sohle aus der Kammer zugeleitet. Alle Stichkanäle vermindern ihren Querschnitt mit der Entfernung vom Längsumlauf (Abb. 13). Die max. Fließgeschwindigkeit in den Vorhafen ist dabei mit $0,3\text{ m/s}$ festgelegt. Die Entleerung erfolgt durch die nach dem Unterwasser weitergeführten Längskanäle mit Hilfe der zur Füllung dienenden Querkäle, wobei unterhalb des Untertores wiederum gegenüberliegend angeordnete Grundauslässe das Wasser von der Sohle aus verwirbeln.

Als Verschlüsse des Ober- und Unterhauptes dienen Stemmtore, die Stauwandflächen beider Torflügel wurden fischbauchförmig gekrümmt ausgeführt. Der Stemmdruck wird so gezwungen, durch einen bestimmten Punkt hindurchzugehen (Abb. 14). Die Höhe des Unter- tores beträgt 32 m; seine Bewegung vollzieht sich in 1,5 Minuten.

2.74. Die neue Wilson-Schleuse

An der Wilson-Staumauer im Tennessee wurde im Frühjahr 1960 eine Schleuse mit dem z. Z. zweitgrößten Hub der Welt von 30,5 m Höhe fertiggestellt [24]. Dort befinden sich u. a. die Stromschnellen von Muscle Shoals und Colbert, die im Fluß auf 43 km Länge rd. 30 m Fallhöhe verursachen. Im Juli 1956 wurde mit den Arbeiten an der 183 m langen und 33,5 m breiten neuen Schleuse begonnen. Die Gesamtkosten betrugen ca. 35 Mio. Dollar.

Schon 1836 und 1890 sind zur Umgehung der Stromschnellen zwei Kanäle gebaut worden, die je bis zu 17 Schleusen aufweisen. In den Jahren 1925 und 1927 wurde dann mit der Wilson-Staumauer und einer aus zwei Einzelschleusen von je 13,72 m Hub bestehenden Kuppelschleuse ein Zustand geschaffen, der bis in die jüngste Vergangenheit ausreichend war. Unterhalb schließt sich der 4,4 km lange Florence-Kanal an, der an seinem unteren Ende eine dritte Schleuse mit einer Hubhöhe von 3,05 m besitzt. Diese drei Schleusen sind etwa 90 m lang und 18,3 m breit und erfordern meistens eine Zeit von 6 bis 12 Std. zum Durchschleusen, das ist etwa das sechsfache der Zeit an den modernen Kentucky- oder Pickwick-Schleusen am Tennessee. Außerdem sind die Kammern dem heutigen Verkehr nicht mehr gewachsen, dieser hat von 0,45 Mio t im Jahr 1945 auf 2,6 Mio t im Jahr 1957 zugenommen. Bis 1975 nimmt man nochmals eine Verdoppelung an.

Die neue Schleuse ist neben der alten zur Flußmitte hin gelegen (Abb. 15). Die Staumauer nutzt daher von 58 Hochwasserüberfällen nur noch 50 aus. Das ist möglich, weil der Fluß jetzt durch eine größere Anzahl Stauräume im Oberlauf besser reguliert wird als früher; außerdem geht mehr Wasser durch zusätzlich installierte Turbinen ab. Die Schleuse wurde unterwasserseits der Staumauerkrone errichtet, um kostspielige Fangedämme in dem über 25 m tiefen Oberwasser zu vermeiden. Das Oberhaupt ist auf die alte Überfallmauer gebaut worden und die Schleuse wird durch eine

193 m lange Mauer im Unterwasser gegen das Tosbecken der Talsperre geschützt. Im Unterhaupt wurden stählerne Stenmtore angeordnet, die eine beachtenswerte Höhe von 35,3 m aufweisen. Zur Füllung der Kammer wird das Wasser mittels zweier Umlaufstollen von 4,56 m x 4,56 m Querschnitt aus dem Stauraum entnommen und durch die Seitenwände bis zu den Entleerungsöffnungen in der Sohle geführt; der max. Zufluß beträgt dabei 570 m³/s. Die Einläufe befinden sich an der Wasserseite der Staumauer. Nähere Einzelheiten des Füll- und Entleerungssystems sind Abb. 16 zu entnehmen. Unterwasserseits entleeren die Umläufe nach einer Drehung um etwa 90° in das Tosbecken der Talsperre. Flachschießen am Ein- und Auslauf dienen zum Verschuß des Stollens, wobei zur Beschleunigung des Füllens und Entleerens das Ober- und Unterschütz zum Schluß angehoben werden. Das Füllen dauert 12 Minuten, ein ganzer Schleusungsvorgang einschließlich des Ein- und Ausschwimmens 45 Minuten. Die mittlere Steigegeschwindigkeit des Wassers in der Kammer beim Füllen beträgt 4,2 cm/s.

Der Florence-Kanal mußte außerdem vertieft und die alte untere Schleuse mit 3,05 m Hub beseitigt werden. Nach Inbetriebnahme der neuen Schleuse wurde die alte Kuppelschleuse erst einmal außer Betrieb gesetzt und trockengelegt. Die maschinellen Einrichtungen und die Tore wurden vor kurzem generalüberholt, damit die alte Schleuse neben der neuen benutzt werden kann.

2.75 Die Schleuse "Ice Harbour"

Die augenblicklich höchste Einzelhub-Schleuse der Welt ist die Schleuse der Stauanlage Ice Harbour am Snake River, in der Nähe von Pasco im Staate Washington [40]. Mit dem Bau wurde 1956 begonnen und die erste Schleusung erfolgte im Februar 1962. Zusammen mit einer Reihe weiterer, zum Teil schon fertig oder im Bau befindlicher Schleusen mit großen Fallhöhen wird später die Schifffahrt vom Pazifischen Ozean bis nach Lewiston im Staate Idaho möglich sein, wobei auf über 500 Meilen eine gesamte Fallhöhe von 225 m zu überwinden ist. Die Stauanlagen mit ihren Schleusen sind der Reihe nach stromaufwärts Bonneville, The Dalles, John Day, Mc Nary, Ice Harbour, Lower Monumental, Little Goose und Lower Granite.

Der Schleusenhub in Ice Harbour beträgt 103 ft = 31,4 m, obwohl sich bei extremen Entnahmebedingungen in Mc Nary ein max. Hub von 105 ft = 32 m einstellen kann.

Die Ice Harbour Stauanlage besteht neben der Schleuse aus dem Krafthaus mit drei installierten 90 000 kW-Generatoren und drei 143 000 hp Kaplan-Turbinen sowie einer Wehranlage. Letztere besitzt 10 Öffnungen und ist ausgerüstet mit 15,3 m langen und 16,2 m hohen Segmentverschlüssen, die zusammen einen Abfluß von 850 000 cfs gestatten. Die Abb. 17 zeigt eine Luftaufnahme der gesamten Anlage.

Die Schleuse entspricht den Standard-Abmessungen für die Columbia - Snake River - Wasserstraße und ist 206 m lang und 26,2 m breit. Im Oberhaupt der Schleuse wurde ein 6,10 m hohes Segmenttor angeordnet, welches sich in 2 Minuten öffnen kann. Das Untertor, als Hubtor ausgebildet, ist mit einer Höhe 27,7 m und einer Breite von 26,2 m das größte dieser Art, was in den USA bisher gebaut wurde (Abb. 18). Als Vorbild diente das Hubtor der Schleuse Donzère-Mondragon an der Rhone. Die Stahlkonstruktion wiegt 700 t und wird durch elektro-hydraulische Aufzüge mit Gegengewichten betrieben. In zwei Betontürmen auf den Kammerwänden des Unterhauptes sind die Antriebsvorrichtungen untergebracht. Das Tor hebt sich in 3 Minuten bis zur offenen Stellung, dann ergibt sich bei normalem Unterwasser eine lichte Höhe von 21,4 m. Die stromauf- und stromabwärts der Schleuse gelegenen Beton-Leitwerke sind je 214 m lang.

Das Füllsystem besteht aus je 4 Einlauföffnungen in den beiden Leitwänden, einem Längsumlauf in jeder Schleusenwand mit seitlich abzweigenden Stichkanälen unter der Kammersohle sowie einem Auslaßbauwerk, welches direkt in den Fluß außerhalb des Unterhafens mündet (Abb. 19 und 20). Die Einlauföffnungen sind 2,44 m breit und 9,15 m hoch, wobei die eine Hälfte zum Fluß hin liegt. Mit dieser Anordnung werden störende Sunkerscheinungen und Strudelbildungen vor dem Oberhaupt während der Füllung ausgeschlossen. Der Umlaufquerschnitt beträgt am Zulauf 3,66 m x 9,15 m und nimmt ab auf 3,66 m x 4,27 m an den Füllverschlüssen, die umkehrende Segmentverschlüsse sind und in 4 Minuten öffnen können. Anschließend er-

weitern sich die Umläufe auf 3,66 m x 6,10 m und bleiben auf dem größten Teil der Kammerlänge konstant. Vor den Auslaufverschlüssen wurden sie wieder auf 4,27 m in der Höhe reduziert. Diese Segment-schütze sind ähnlich denen für die Füllung, können aber in 2 Minuten öffnen. Ice Harbour ist die erste hohe Hubschleuse, die eine getrennte Anordnung der Stichkanäle besitzt. Jeder der beiden Längs-kanäle speist 5 Querkanäle, die nicht mehr wie bisher im mittleren Schleusendrittel zusammengefaßt sind, sondern etwa in den mitt-leren Dritteln der beiden Schleusenhälften liegen. Ähnliche Füll-systeme enthalten auch die beiden neuen Ohio-Schleusen Markland und Greenup, die zufolge der kleineren Fallhöhen von 10,70 m und 9,15 m für einen Vergleich nicht in Frage kommen.

Die Einzelheiten des Füll- und Entleerungssystems wurden mit Hilfe von hydraulischen Versuchen an einem Schleusenmodell im Maßstab 1 : 25 entwickelt. Es wurden Füll- und Entleerungszeiten, Drücke in den kritischen Teilen der Umläufe, Quer- und Längstrossenkräfte sowie Steigegeschwindigkeiten des Wassers in der Kammer gemessen. Die Füllzeit betrug bei einem Gefälle von 31,4 m gleich 11,4 Minuten; entleert wurde in 14,1 Minuten, und zwar bei sehr kleiner Turbulenz in der Schleusenkammer. Die während des Füllvorganges an einem 11 000 t-Schlepper auftretenden max. Trossenkräfte waren durchschnittlich 3,5 t. Mit 5,5 m/min gleich 9,15 cm/s erhielt man einen hohen Betrag für die Steigegeschwindigkeit des Kammerwasser-spiegels in der Zeit, wo die Verschlüsse gerade voll geöffnet sind. Der entsprechende Zufluß betrug dabei über 18 000 cfs. Die erwähn-ten wechselnden Querschnittsänderungen der Umläufe machten sich erforderlich, um eine gewisse Verbesserung in der Beaufschlagung der Querkanäle zu erzielen sowie im Bereich der Verschlüsse und der Abzweigstellen die Kavitationsgefahr auszuschalten. Druckmes-sungen an der Decke der Längskanäle ergaben bei normalen Betriebs-verhältnissen und den vorgesehenen Hubzeiten stets positive Werte, bei Füllung von nur einem Längskanal aus werden die Drücke unmittel-bar hinter dem Segmentschütz schwach negativ.

Die Beobachtungen des Schleusungsvorganges am fertiggestellten Bauwerk in der Natur zeigten eine gute Übereinstimmung mit den Modellversuchen. Beim Füllen ist die Turbulenz in der Schleusen-kammer sehr gering, wie aus Abb. 21 ersichtlich, wo der Zeitabschnitt

der größten Unruhe gewählt wurde. Die Füll- und Entleerungszeiten liegen in der Natur etwas niedriger, als es die Modellversuche ergeben haben. Diese Erscheinung ist auch bisher bei anderen Schleusen aufgetreten und wird auf die spezifisch größeren Reibungsverluste im Modell zurückgeführt.

2.8 Zusammenfassung

Wie die vorangegangenen Ausführungen zeigen, ist die Wahl des Füll- und Entleerungssystems bei Schleusen mit großen Fallhöhen - trotz des stets angewendeten langen Umlaufsystems - recht unterschiedlich. Der Beschreibung der Ice Harbour-Schleuse wurde absichtlich etwas mehr Platz eingeräumt, da sie in ihrer Gesamtkonzeption eine der modernsten Anlagen darstellt und bezüglich der Fallhöhe z. Z. den absoluten Weltrekord hält. Die große Anzahl der erbauten amerikanischen Schleusen, verbunden mit systematischer Forschungsarbeit führten zu diesem Ergebnis. Der gesamte Füllquerschnitt beträgt bei Ice Harbour mit $34,7 \text{ m}^2$ nur etwas mehr als die Hälfte von dem der „The Dalles“-Schleuse und die mittlere Steigegeschwindigkeit wird mit $2,7 \text{ m/min}$ nur von der kleineren und niederen Schleuse Donzère-Mondragon an der Rhone übertroffen. Dieses Füll- und Entleerungssystem setzt den vorläufigen Schlußstrich unter eine langjährige Entwicklungsarbeit. Es unterscheidet sich vom typisch "amerikanischen" System einmal, daß anstelle des Stemmtorres im Unterhaupt ein Hubtor mit beachtlichen Abmessungen angeordnet wurde und zum anderen, durch das geteilte Stichkanalsystem. WEHRSCHÜTZ ist der Ansicht, daß mit der konstruktiven Lösung des Füll- und Entleerungssystems von Ice Harbour das technisch-wirtschaftliche Optimum weitgehend erreicht worden ist. Es kennzeichnet eine abgestimmte Bewertung aller gestellten Anforderungen: Kurze Füllzeiten bei turbulenzarmer Füllung, klare hydraulische Verhältnisse, einfache und solide Bauformen und ein Maß an Robustheit für die Erfordernisse des Dauerbetriebes.

Es ist klar, daß sich im allgemeinen die großen amerikanischen Flußschleusen mit ihren Füllsystemen nicht auf die Verhältnisse in Mitteleuropa, speziell auf Deutschland mit seinen Schifffahrtskanälen übertragen lassen. Trotzdem soll die in Abb. 22 wiedergegebene Tabelle mit interessierenden Daten von den höchsten Schleusen der Welt zu Vergleichen Anlaß geben und als Anregung für künf-

tige Projekte von hohen Schleusen dienen. Die Angaben stammen aus [25], wurden aber teilweise mit Hilfe neuer Literatur ergänzt.

3. Die Modellschleuse der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau

3.1 Aufbau und Abmessungen (Abb. 23)

Das Schleusenmodell wurde im Maßstab 1 : 20 zur Natur in der großen Halle der Versuchsanstalt Karlshorst der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau aufgebaut (Abb. 25). Es hat eine Gesamtlänge von 36,0 m und eine Breite von 4,50 m. Die größte Höhe (Oberhafen) beträgt 2,20 m über Hallensole.

3.11 Wasserzuführung und Wasserabführung

Die Wasserzuführung zum Modell erfolgt mittels eines 300 mm-Rohres in ein rd. 4 m breites Vorbecken, das am Anfang durch ein Zickzacküberfall abgeschlossen wird und nach 3 m Länge in den Oberhafen übergeht. Um die Mündung des 300 mm-Rohres wurde ein mit seitlichen Öffnungen versehener Brunnenkranz gemauert, der eine verhältnismäßig turbulenzarme Wasserzufuhr und damit einen ruhigen Wasserspiegel im Oberhafen gewährleistet. Das Zickzackwehr hat die Aufgabe, die Verlängerung des Kanals stromaufwärts möglichst naturgerecht wiederzugeben, da die obere und untere Haltung infolge des großen Ausmaßes nicht der natürlichen Länge entsprechend nachgebildet werden kann. Die Überfallkrone des nach REHBOCK ausgebildeten scharfkantigen Wehres liegt in der oberen Haltung einige Zentimeter unter dem Sollwasserstand. Während des Betriebs muß stets soviel Wasser über das Wehr fließen, daß der für die Schleusung maßgebende Wasserstand gehalten werden kann. Dieses erreicht man durch einen möglichst langen Überfall. Das Abschlußwehr wurde vor dem Modelllaufbau berechnet und so abgestimmt, daß sich im Modell eine der Natur ähnliche Absenkung in der oberen Haltung ergibt. Bei einer Überströmungshöhe $h = 3,5$ cm und bei 14 zu 60 cm Länge aufgegliederten Wehrschenkeln, die unter einem Winkel von 30° zur Strömungsrichtung stehen, ergibt sich ein Abfluß über das Zickzackwehr, wenn kein Schleusungswasser in die Kammer abgezweigt wird;

$$Q = \frac{2}{3} \mu_s \cdot B_s \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \quad (3.1)$$

wobei μ_s = Überfallkoeffizient des schräg gebrochenen Wehres

B_s = Länge des gesamten schräg gebrochenen Wehres
 $= 14 \cdot 0,60 = 8,40 \text{ m}$

Nach [26] ergibt sich für den Überfallkoeffizienten μ_n eines gleichgearteten geraden Wehres mit der Wehrhöhe $w = 16,5 \text{ cm}$

$$\frac{h}{w} = \frac{3,5}{16,5} = 0,212 \longrightarrow \mu_n = 0,652$$

Aus [27] folgt unter Berücksichtigung des Verhältnisses Überfallhöhe h zur Wehrschenkellänge b :

$$\frac{h}{b} = \frac{3,5}{60,0} = 0,058 \longrightarrow \frac{\mu_s}{\mu_n} = 0,96$$

$$\mu_s = 0,96 \cdot 0,652 = \underline{0,625}$$

Den erhaltenen Wert μ_s in Gleichung (3.1) eingesetzt, ergibt:

$$\begin{aligned} Q &= \frac{2}{3} \cdot 0,625 \cdot 8,40 \sqrt{2g} \cdot (0,035)^{3/2} \\ &= 0,666 \cdot 0,625 \cdot 8,40 \cdot 4,43 \cdot 0,00655 \\ &= 0,1015 \text{ [m}^3/\text{s]} = \underline{102 \text{ [l/s]}} \end{aligned}$$

Das heißt, daß ein dauernd zu haltender Zufluß durch das 300 mm-Rohr von 102 l/s zu erfolgen hat.

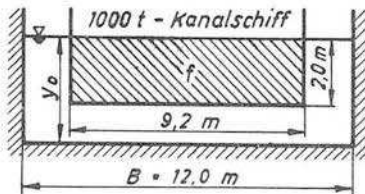
Die Anordnung des Zickzack-Wehres in der unteren Haltung ist ähnlich, nur liegt hier die Oberkante der Überfallkrone in gleicher Höhe mit dem Wasserspiegel im Unterhafen. Beim Leeren der Kammer wird die ankommende Wasserspiegelerhöhung bzw. die Schwallwelle infolge des langen Überfalls abgefangen, so daß auch hier in der unteren Haltung eine naturgerechte Nachahmung bezüglich der Länge gewährleistet ist.

3.12 1 000 t-Kanalschiff und die erforderliche Wassertiefe im Kanal

Für die Untersuchungen über die Größe der Trossenkräfte wird ein 1 000 t-Kanalschiff mit folgenden Abmessungen zugrunde gelegt:

	Natur	Modell (M 1 : 20)
Länge	80,0 m	4,00 m
Breite	9,2 m	0,46 m
Tiefgang	2,0 m	0,10 m

Das Flächenverhältnis von Schleuseneinfahrt F zum Schiffsquerschnitt f soll mindestens $n = \frac{F}{f} = 2,0$ sein [15].



$$12,0 \cdot y_0 \geq 2 \cdot 2,0 \cdot 9,2 \text{ (m)}$$

$$y_0 \geq \frac{4,0 \cdot 9,2}{12,0}$$

$$y_0 \geq 3,07 \text{ m}$$

$$\text{gewählt } y_0 = 3,50 \text{ m}$$

Die Wassertiefe von 3,50 m wird vom Kanalquerschnitt über den Vorhafenquerschnitt zur Schleuseneinfahrt gleichbleibend durchgeführt.

3.13 Vorhäfen (Ober- und Unterhafen)

Der obere Vorhafen wird in einer der Natur entsprechenden Länge von rd. 225 m dargestellt, das Vorbecken bis zum Zickzack-Überfall einbezogen (Abb. 26). Der Vorhafen einer Kanalschleuse erhält im allgemeinen eine Breite, welche der Gesamtbreite von drei der größten vorkommenden Schiffe, im vorliegenden Falle also 1000 t-Kanalschiffe, vermehrt um zwei Spielräume von je 3,0 m, entspricht [15]. Somit ergibt sich die horizontale Schlenbreite:

$$B = 3 \cdot 9,2 + 2 \cdot 3,0 \text{ (m)} = 27,6 + 6,0 = 33,6 \text{ m}$$

$$\text{gewählt } B = 34,5 \text{ m}$$

Daran anschließend erstrecken sich beiderseitig die Böschungen 1 : 4 bzw. 1 : 3 mit den Hochwasserbermen. Zu beiden Seiten der Ufer wurden alle 30,0 m (Natur) Dreier-Dalben mit einer lichten Weite von 37,30 m gegenüberliegend gesetzt.

Der Übergang aus dem Vorhafen in die 12 m breite Schleusenkammer erfolgt durch trichterförmige Leitwerke. Neuere Schleusen weisen beiderseits unter 1 : 5 zur Schleusenachse verlaufende Leitwerke auf; der Vorteil besteht darin, daß jede Seite gleichmäßig als Liegestelle benutzt werden kann [15]. Rechnet man mit einem Maß von

$$\frac{37,30 \text{ m}}{2} - \frac{12,00 \text{ m}}{2} = 18,65 - 6,00 \text{ (m)} = \underline{12,65 \text{ m}}$$

als Breite zwischen Festmachevorrichtungen und Verlängerungslinie der Kammerwand, so ergibt sich eine Übergangslänge von $5 \cdot 12,65 \text{ m} \sim 63,0 \text{ m}$. Der Vorhafen geht mittels beiderseitiger 20 m langer Leitwände in das trichterförmige Leitwerk über.

Die Ausbildung des Unterhafens erfolgte in der gleichen Weise. Er ist mit einer Länge von rd. 136 m der Natur entsprechend mit 4 Dalben zu beiden Seiten dargestellt, wenn die wiedergegebene Länge bis zum Beginn des Zickzack-Überfalls gerechnet wird. Dieser Vorhafen wurde etwas kürzer als der Oberhafen gebaut, da hier die turbulenzfreie Anströmung nicht berücksichtigt werden braucht.

3.14 Schleusenammer mit Füll- und Entleerungssystemen

Die Kammerabmessungen der gewählten Schachtschleuse betragen 12,0 m in der Breite und 165,0 m in der Länge. Das entspricht im Modell einer Kammerfläche von 0,60 m x 8,25 m, ein Höhenunterschied von 1,50 m gleich 30 m in der Natur, ist dabei zu überwinden.

Im Oberhaupt wird die Schleuse durch ein Klapptor (Abb. 27), im Unterhaupt durch ein Hubtor (Abb. 29) verschlossen. Die Höhe des Klapptores beträgt $3,50 + 1,00 \text{ (m)} = 4,50 \text{ m}$. Der Querschnitt kann im Modell durch die Klappe in 35 Sekunden freigegeben oder in 30 Sekunden geschlossen werden. Das entspricht in der Natur einer durchschnittlichen Öffnungsgeschwindigkeit von 3 cm/s, bzw. einer Schließgeschwindigkeit von 3,5 cm/s. Bei vollkommener Öffnung liegt die Klappe in einer Sohlennische. Die Dichtung erfolgt beiderseits mittels Gummiwülsten. Konstruktive Ausführung und Hubgeschwindigkeiten der Klappe, entsprechend dem Maßstab umgerechnet, liegen somit im Bereich der in der Natur gebauten Klapptorverschlüsse. Das Hubtor verschließt am Unterhaupt der Schachtschleuse eine Öffnung, deren Höhe sich aus der Forderung der Schifffahrt ergibt, unter Brücken eine lichte Durchfahrtshöhe von 4,0 - 5,0 m über dem angespannten Wasserspiegel freizuhalten. Damit ist die Höhe der Durchfahrtsöffnung zu $5,0 + 3,50 \text{ (m)} = 8,50 \text{ m}$ festgelegt. Die Öffnungszeit des Tores während des ersten Hubes soll dabei etwas länger dauern als die darauffolgende für den restlichen Hub, weil bei einem bestimmten noch nicht ausgespielten Kammerwasserstand

geöffnet werden soll, um die Schleusungszeiten zu verkürzen. Der erste Hub von 60 cm wird in einer Zeit von 160 Sekunden überwunden, im Anschluß daran wird das Tor mit einer gleichbleibenden Geschwindigkeit von ca. 3,0 cm/s gehoben. Das Senken des Tores geschieht in der gleichen Weise. Somit entsprechen auch hier Ausföhrung und Hubgeschwindigkeiten durchaus den Großausföhrungen in der Natur.

Die Wasserentnahme zum Füllen der Kammer erfolgt beiderseits am Leitwerk durch 6 runde Einlauföffnungen, die in je einen der beiden Umläufe münden (Abb. 27). Die Wahl des gesamten Umlaufquerschnittes f_1 ergab sich aus folgenden Gesichtspunkten. Nach [15] muß die Durchflußfläche zur Kammerfläche in einem bestimmten Verhältnis stehen, um einmal brauchbare Steigegeschwindigkeiten des Wassers in der Kammer und zum anderen einen nicht zu großen Füllschwall zu erhalten. Das Verhältnis soll bei Schleusen von $B = 12$ m und $L = 165$ m etwa 1 : 200 bis 1 : 250 betragen. Mit einer Kammerfläche $O = 165,0$ m . 12,0 m = 1980,0 m² ergibt sich somit ein anzustrebender Durchflußquerschnitt:

$$\frac{1980,0 \text{ m}^2}{200} = 9,9 \text{ m}^2 \text{ bzw. } \frac{1980,0 \text{ m}^2}{250} = 7,9 \text{ m}^2$$

Wenn für den Umlauf $d = 2,40$ m gewählt wird, hat seine Durchflußfläche die Größe 4,524 m² oder $f_1 = 2 \cdot 4,524 \text{ m}^2 = 9,05 \text{ m}^2$. Der Querschnitt der beiderseitigen 6 Einlauföffnungen mit einem Durchmesser von 1,14 m wurde reichlich bemessen:

$$f_2 = 2 \cdot 6 \cdot 1,02 \text{ m}^2 = 12,2 \text{ m}^2 > f_1 = 9,05 \text{ m}^2$$

Als Verschlußorgane für die beiderseitigen Umläufe wurden Rollkeilschütze eingebaut, je zwei Stück im Oberhaupt zum Füllen der Kammer und je zwei Stück im Unterhaupt zum Leeren der Kammer. Als Hubgeschwindigkeiten für diese Verschlußorgane wurden 2 - 4 - 6 - 8 - 10 - 12 mm/s (Natur) gewählt. Sie können nach der im Abschnitt 3.2 beschriebenen Methode beliebig variiert werden.

Drei verschiedene Arten von Füll- und Entleerungssystemen wurden um die Kammer bzw. unter der Kammer des Schleusenmodells angeordnet und dienten somit nacheinander den einzelnen Untersuchungen:

Variante I : Zwei Längsumläufe mit Stichkanälen, versetzt angeordnet

Variante II : Zwei Längsumläufe mit Stichkanälen, gegenüberliegend angeordnet

Variante III : Grundlauf in der Sohlenmitte

Bei den Varianten I und II wurden im Modell beiderseitig der Kammerwand je 17 Stichkanäle angeordnet, wobei nur jeder zweite an die Längsumläufe angeschlossen war (Abb. 34). Durch Versetzen des einen Umlaufes um einen Stichkanal in Längsrichtung konnten die beiden Varianten Längsumläufe mit Stichkanälen versetzt und mit Stichkanälen gegenüberliegend hergestellt werden.

Der Durchmesser der Stichkanäle wurde mit $d = 1,14 \text{ m}$, bezogen auf die Natur, gewählt, der Abstand untereinander $19,0 \text{ m}$. Bei der Anordnung von insgesamt 17 Querkanälen ergibt sich eine Durchflußfläche $f_s = 17 \cdot 1,02 = 17,34 \text{ m}^2$. Das charakteristische Verhältnis Stichkanalquerschnitt zum Umlaufquerschnitt ist demnach

$$\frac{f_s}{f_1} = \frac{17,34 \text{ m}^2}{9,05 \text{ m}^2} = 1,9$$

In [15] werden recht unterschiedliche Verhältnisse f_s/f_1 von deutschen Schleusen angegeben, die zwischen 1,2 und 3,7 liegen. Letzterer Wert ergibt sich bei der Schachtschleuse Anderten und ist durch den Sparbeckenbetrieb bedingt. WÖSSNER [14] schlägt ein Verhältnis $f_s/f_1 = 1,2$ vor. MÁSIAR [32] findet an Hand der gebauten tschechoslowakischen Schleusen mit größerem Gefälle und unter Berücksichtigung von Modellversuchen den Wert von rd. 1,6 am günstigsten. Bei amerikanischen Schleusen mit großen Fallhöhen soll ein Verhältnis

$$\frac{f_s}{f_1} = 2,0 \text{ bis } 2,2$$

bestehen.

Für die Variante III Grundlauf wurde als Vorbild das in der Wilson-Schleuse (USA) eingebaute sehr einfache Füll- und Entleerungssystem genommen (Abschnitt 2.74). Ein unter der Sohle in Kammerachse liegender rechteckiger Kanal mit einem Querschnitt $3,20 \text{ m} \times 2,86 \text{ m}$ ist an die oberen bzw. unteren beiden Rollkeilschütze in den Umläufen angeschlossen und besitzt im mittleren Drittel der Kammerlänge beiderseitig je 10 Durchlaßöffnungen $1,0 \text{ m} \times 0,7 \text{ m}$. Auf

ihrer gesamten Länge vor den Austrittsöffnungen befinden sich zu beiden Seiten in 2,0 m Breite und in der Tiefe des Grundkanals je eine Aussparung, wo das horizontal am Boden des Grundkanals durch die Austrittsöffnungen strömende Wasser vertikal nach oben umgelenkt wird und somit von der Sohle aus in die Kammer tritt (Abb. 28). Die Querschnittsverhältnisse bei diesem Grundlaufsystem sind folgende:

$$f_G = 3,20 \cdot 2,86 \text{ (m}^2\text{)} = 9,15 \text{ m}^2 > f_1 = 9,05 \text{ m}^2$$

Bei 20 Durchlaßöffnungen ergibt sich $f_D = 20 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \text{ (m}^2\text{)} = 14,0 \text{ m}^2$, es wird

$$\frac{f_D}{f_G} = \frac{14,0 \text{ m}^2}{9,05 \text{ m}^2} = 1,55$$

Zwecks Leeren der Kammer sind die Längsumläufe bzw. der Grundlauf an den beiden Umläufen am Unterhaupt angeschlossen, in denen mittels Rollkeilschützen der Abfluß reguliert werden kann (Abb. 40). Diese Umläufe münden am trichterförmigen Leitwerk über je 5 gegenüberliegende Querkänäle mit einem Durchmesser von 1,14 m ins Unterwasser. Hier ist der Querschnittswert

$$f_A = 2 \cdot 5 \cdot 1,02 \text{ (m}^2\text{)} = 10,2 \text{ m}^2 > f_1 = 9,05 \text{ m}^2 \\ > f_G = 9,15 \text{ m}^2$$

Abschließend sei noch erwähnt, daß zur besseren Veranschaulichung der Schleusungsvorgänge die eine Kammerwand vollkommen verglast wurde.

3.2 Meßeinrichtungen sowie Automatik für Bedienung und Registrierung der Versuchsergebnisse (Abb. 24)

3.21 Registrierung der Wasserstandslinien im Ober- und Unterhafen

Um die Sunk- und Schwallerscheinungen während des Schleusungsvorganges zu erfassen, wurden in der Mittelachse des Oberhafens drei und entsprechend im Unterhafen zwei Schwimmer aufgestellt. Der Abstand untereinander beträgt 4,50 m. Der Schwimmer III wurde in Höhe der beiderseitigen ersten Stichkanäle des Einlaufsystems angeordnet (Abb. 27). Der Standort des Schwimmers IV wurde aus Gründen einer besseren Aufzeichnung um 1,85 m vom Auslauf, dem Kern der turbulenten Zone, in Richtung zum Unterwasser verlegt. Dieser Platz liegt

in derselben Flucht mit dem Bug eines an der ungünstigsten Stelle im Unterhafen wartenden Schiffes.

Die Registrierung der Wasserspiegeländerungen erfolgte elektromechanisch durch Pegel mit elektrischer Fernübertragung. Der Schwimmer betätigt mittels Seilzug einen Drehmelder-Geber, der die jeweiligen Wasserspiegelschwankungen dem Drehmelder-Empfänger elektrisch übermittelt. Dieser bringt die Werte über eine Schreibfeder auf eine sich drehende Trommel zu Papier. Das Übersetzungsverhältnis beträgt 1 : 1. Um neben den aufgezeichneten Kurven einen Zeitmaßstab zu erhalten, werden am Rand des Papiers Zeitkontakte im Rhythmus von 10 Sekunden mittels einer zentralgesteuerten Kontaktuhr aufgebracht.

3.22 Registrierung der Füllkurve in der Kammer

Zur Messung des zeitlichen Wasseranstieges beim Schleusungsvorgang, wurden drei Schwimmer in der Kammer angeordnet, und zwar die beiden äußersten in 60 cm Abstand vom Ober- bzw. Unterhaupt (Abb. 28). Die Registrierung erfolgt nach dem gleichen Prinzip wie unter 3,21 beschrieben. Hier beträgt das Übersetzungsverhältnis der Füllkurve am Schleusenmodell zur aufgezeichneten Füllkurve auf der Trommel wie 1,5 : 1 (Abb. 30).

3.23 Registrierung der Trossenkräfte an einem 1 000 t-Kanalschiff

Die Aufzeichnung der Kräfte erfolgt einmal an einem in Kammermitte liegendem Schiff (Abb. 37), zum anderen an der ungünstigsten Stelle eines im Ober- und Unterhafen wartenden Schiffes (Abb. 25 u. 26). Zu diesem Zweck wurde über jedes Schiff an 6 dünnen Drähten ein Meßrahmen aufgehängt, der an beiden Enden je eine Rollenführung für die Masten des Modellschiffes besitzt. Die runden Metallmasten können sich fast ohne Reibung an diesen Führungen auf und ab bewegen, andererseits können sie über die Rollenführungen jede Schiffsbewegung auf den Meßrahmen übertragen. Auf der einen Kammerwand bzw. im Querschnitt der Vorhäfen wurde an einer Stütze eine geeichte Blattfeder montiert. Sie überträgt mit Hilfe des Meßrahmens und einer Schreibfeder die Bewegung des Schiffes auf einem Kymographen. Auch hier wird während des Versuchsablaufes wieder ein Zeitkontakt im 10 Sekunden-Rhythmus seitlich der Registrierung aufgezeichnet.

Im Ober- und Unterhafen wurden Längskräfte, in der Schleusenammer Längs- und Querkkräfte registriert.

3.24 Bedienung der Betriebsmittel für die Verschlußorgane der Schleuse

Die gleichmäßige Bewegung der Rollkeilschütze in den Umläufen erfolgte durch eine an einem Wagen befestigte und entsprechend ausgebildete schiefe Ebene, auf der eine mit dem Schütz verbundene Rolle bei gleicher Fahrtrichtung des Wagens abläuft (Abb. 32 u. 33). Somit konnte auch bei gleichbleibender Drehzahl des Motors eine maßstabsgetreue schnellere Schließzeit erreicht werden. Die Fahrt zur Ausgangstellung geschieht in umgekehrter Richtung durch Betätigung eines Motorwendeschalters. In diesem Falle bleibt das Schütz geschlossen und die Rolle läuft unter der schiefen Ebene in die Null-Lage zurück. Die jeweils gegenüberliegenden Schützen werden durch über Rollen laufende Seilzüge gleichzeitig mit betätigt. Durch auswechselbare Seilscheiben auf der Antriebsachse können die benötigten unterschiedlichen Geschwindigkeiten der Verschlußorgane erreicht werden.

Zum Heben und Senken des Hubtores am Unterhaupt wird ebenfalls eine entsprechend ausgebildete schiefe Ebene benutzt (Abb. 33). Diese besitzt zwei verschiedene Schrägen, so daß die Hub- und Senkzeit in sich variiert (langsames Anfahren beim Öffnen). Beim Schließvorgang läuft die Rolle mit angehängtem Hubtor auf der gleichen schiefen Ebene mit derselben Geschwindigkeit zurück. Der Antrieb erfolgt auch hier wie bei allen Verschlußorganen mit Hilfe eines Elektromotors über ein Getriebe.

Im Oberhaupt wird das Klapptor durch ein über Rollen laufendes Drahtseil, welches in der Mitte befestigt war, betätigt (Abb. 27). Da man hier nur eine konstante Öffnungs- und Schließzeit benötigt, konnte auf eine schiefe Ebene verzichtet werden.

Für den Antrieb sämtlicher Verschlußorgane fanden 120 W Wechselstrommotore mit $n = 1300$ U/min Anwendung. Als Zwischenstufe wurden 3-stufige Getriebe (1 U = 45 s, 1 U = 60 s und 1 U = 90 s) eingebaut.

3.25 Steuerung und Regelung der Betriebsvorgänge

Die Steuerung sämtlicher Messungen sowie die Kommandos für die Rollschleifschütze, für das Klapp- bzw. Hubtor wurden von einem zentralen Schaltpult aus vorgenommen (Abb. 31). Die Steuerorgane (Relais etc.) sind für eine Kleinspannung von 24 V Gleichstrom angelegt worden. Das Einschalten der Schützen erfolgt durch Tastendruck, das Ausschalten des jeweiligen Betriebsvorganges automatisch durch Endschalter. Zum Schließen bzw. zur Rückwärtsfahrt des Wagens mit der schiefen Ebene in die Ausgangsstellung muß ebenfalls eine Taste betätigt werden. Auch hier erfolgt die jeweilige Ausschaltung automatisch durch Endschalter. Gleichzeitig wird der z. Z. herrschende Betriebszustand mittels Lichtsignale zum Schaltpult gemeldet.

Das Ansprechen des Klapp- bzw. Hubtores erfolgt nach dem erforderlichen Wasserstand in der Kammer vollautomatisch mittels elektrischer Pegel; die Ausschaltung verläuft auch hier über Endschalter. Die jeweiligen Betriebszustände werden ebenfalls durch Lichtsignale auf dem Schaltpult angezeigt.

Gleichzeitig können von dem zentralen Schaltpult aus sämtliche Meßvorgänge (Kymographen, Drehmelder, Trommeln etc.) gesteuert werden. Die Erzeugung der Zeitimpulse geschieht im Schaltkasten. Zur Kontrolle der Wasserstände im Ober- und Unterhafen wurden elektrische Pegel eingebaut, die bei Abfall bzw. Anstieg des Wasserspiegels Lichtzeichen geben.

4. Ähnlichkeitsbetrachtungen nach der Theorie der Dimensionen

Zur Übertragung der aus den Modellversuchen gewonnenen Ergebnisse auf die Natur, werden in diesem Abschnitt das für Schleusenuntersuchungen gültige Ähnlichkeitsgesetz abgeleitet und die Umrechnungsverhältnisse bestimmt.

4.1 Anwendung des π -Theorems auf eine allgemeine hydraulische Aufgabenstellung

Das π -Theorem von BUCKINGHAM [28] kann man benutzen, um für irgendeine hydraulische Aufgabenstellung eine ganz allgemein verwertbare Lösung zu erhalten.

Beispielsweise wird der Abfluß im allgemeinsten Falle bedingt durch zwei lineare Abmessungen a und b , durch die Geschwindigkeit v

und den Druck p , ferner durch das spezifische Gewicht γ , die Dichte ϱ , die Zähigkeit μ und durch die Oberflächenspannung σ der Flüssigkeit. Diese Abhängigkeiten können ausgedrückt werden

$$f(a, b, v, p, \gamma, \varrho, \mu, \sigma) = 0, \quad (4.1)$$

wobei 8 Größen enthalten sind, von denen zwei dieselbe Dimension besitzen. Da drei Grunddimensionen Länge (L), Zeit (T), Kraft (P) auftreten, sind

$$(8 - 1) - 3 = 4$$

π -Kennzahlen erforderlich und zusätzlich ein aus dem dimensionslosen Verhältnis a/b gebildetes Glied π_1 .

Werden die Größen a , v und ϱ mit den unbekannten Exponenten versehen, so wird

$$\begin{aligned} \pi_1 &= a/b \cdot x_2 \\ \pi_2 &= a^{x_2} \cdot v^{y_2} \cdot \varrho^{z_2} \cdot p \\ \pi_3 &= a^{x_3} \cdot v^{y_3} \cdot \varrho^{z_3} \cdot \gamma \\ \pi_4 &= a^{x_4} \cdot v^{y_4} \cdot \varrho^{z_4} \cdot \mu \\ \pi_5 &= a^{x_5} \cdot v^{y_5} \cdot \varrho^{z_5} \cdot \sigma \end{aligned}$$

Die unbekannten Exponenten werden nach dem Grundsatz der homogenen Dimensionen bestimmt, so daß sich für die π -Kennzahlen ergibt:

$$\begin{aligned} \pi_1 &= a/b \\ \pi_2 &= \frac{p}{\varrho \cdot v^2} \\ \pi_3 &= \frac{\gamma \cdot a}{\varrho \cdot v^2} \\ \pi_4 &= \frac{\mu}{a \cdot \varrho \cdot v} \\ \pi_5 &= \frac{\sigma}{a \cdot \varrho \cdot v^2} \end{aligned}$$

Gleichung (4.1) kann nun beschrieben werden

$$\phi(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5) = 0$$

oder

$$\phi \left(\frac{a}{b}, \frac{p}{\rho \cdot v^2}, \frac{\mu \cdot a}{\rho \cdot v^2}, \frac{\mu}{a \cdot \rho \cdot v}, \frac{\delta}{a \cdot \rho \cdot v^2} \right) = 0 \quad (4.2)$$

Werden die Beziehung zwischen dem hydraulischen Druck p und der Druckhöhe h

$$p = \rho \cdot h,$$

der Ausdruck

$$\rho = \frac{\rho'}{g} \quad (g = \text{Fallbeschleunigung})$$

sowie die kinematische Viskosität

$$\nu = \frac{\mu}{\rho}$$

in der Gleichung (4.2) berücksichtigt, so ergibt sich

$$\phi \left(\frac{a}{b}, \frac{v^2}{2gh}, \frac{v^2}{\rho \cdot a}, \frac{a \cdot v}{\nu}, v^2 \cdot \frac{\rho \cdot a}{\rho} \right) = 0 \quad (4.3)$$

Die vier letzten Kennzahlen in obiger Gleichung spielen eine wichtige Rolle in der angewandten Hydraulik.

4.2 Bestimmung der hydraulischen Kennzahl speziell für Schleusen- untersuchungen

Die Aufgabenstellung lautet im vorliegenden Falle so, daß die Flüssigkeitsbewegung von einer linearen Abmessung a , der mittleren Geschwindigkeit v und der Fallbeschleunigung g abhängt. Der Einfluß der Viskosität ν , also der Flüssigkeitsreibung kann bei dem gewählten großen Modellmaßstab und der damit verbundenen turbulenten Wasserbewegung vernachlässigt werden. Somit wird die π -Kennzahl ausgedrückt

$$\pi = a^x \cdot g^y \cdot v$$

und mit der Einführung der Dimensionen durch

$$\pi = (L)^x \cdot (L \cdot T^{-2})^y \cdot (L \cdot T^{-1})$$

$$\pi = L^{(x+y+1)} \cdot T^{(-2y-1)},$$

d. h.

$$x + y + 1 = 0$$

$$-2y - 1 = 0$$

$$\underline{y = -\frac{1}{2} \quad x = -\frac{1}{2}}$$

Die Kennzahl heißt demnach

$$\Pi = a^{-\frac{1}{2}} \cdot g^{-\frac{1}{2}} \cdot v = \frac{v}{\sqrt{g \cdot a}} = F \quad (4.4)$$

und stellt die FROUDEsche Zahl dar. Das dritte Glied der Gleichung (4.3) entspricht dieser Kennzahl.

4.3 Übertragungsverhältnisse Modell zur Natur

Die durchzuführenden Versuche unterliegen also auf Grund der hauptsächlich wirkenden Schwere- und Trägheitskräfte dem FROUDEschen Gesetz. Die Vorgänge verlaufen im Modell und in der Natur dynamisch ähnlich, wenn in beiden Fällen die FROUDEsche Kennzahl

$$F = \frac{v^2}{g \cdot a} = \frac{V^2}{g \cdot A}$$

gleich ist, wobei kleine Buchstaben für das Modell und große für die Natur gelten; a bzw. A ist eine schon erwähnte charakteristische Bezugslänge.

Bezeichnet n das geometrische Maßstabsverhältnis der Längen, so ergeben sich am unverzerrten Schleusenmodell mit n = 20 folgende Umrechnungsmaßstäbe:

Bezeichnung	Dimension	Verhältnisgleichung
Längen, Breiten u. Tiefen	m	$a = \frac{A}{n} = \frac{A}{20}$; $A = 20 \cdot a$
Flächen	m ²	$f = \frac{F}{n^2} = \frac{F}{20^2} = \frac{F}{400}$; $F = 400 \cdot f$
Rauminhalte	m ³	$\text{vol} = \frac{\text{Vol}}{n^3} = \frac{\text{Vol}}{20^3} = \frac{\text{Vol}}{8000}$; $\text{Vol} = 8000 \cdot \text{vol}$
und Kräfte	t	$p = \frac{P}{n^3}$ entsprechend $P = 8000 \cdot p$
Geschwindigkeiten	m/s	$v = \frac{V}{\sqrt{n}} = \frac{V}{\sqrt{20}} = \frac{V}{4,4721}$; $V = 4,4721 \cdot v$
u. Zeiten	s	$t = \frac{T}{\sqrt{n}}$ entsprechend $T = 4,4721 \cdot t$

Bezeichnung	Dimension	Verhältnisgleichung
Abflüsse	m^3/s	$q = f \cdot v$ bzw. $Q = F \cdot V$
		$q = \frac{F}{n^2} \cdot \frac{V}{\sqrt{n}} = \frac{F \cdot V}{n^{5/2}} = \frac{Q}{20^{5/2}} = \frac{Q}{1788,8}$
		$Q = 1788,8 \cdot q$

5. Hydrodynamische Vorgänge beim Füllen und Entleeren in der Schleusenammer

Die hydrodynamischen Vorgänge während der Schleusung in der Kammer sowie die Auswirkungen auf das in ihr liegende Schiff sind weitgehend vom zeitlichen Verlauf des Zuflusses abhängig. Dieser wird vor allem von der Größe und Freigabe der Füllöffnungen, den Abmessungen der Schleuse und der Art der Kammerfüllung bestimmt sowie durch die Zuflußkurve $Q = f(t)$ charakterisiert. Zur Zeit t_{\max} erreicht der Zufluß seinen Größtwert und die Hubkurve des Kammerwasserspiegels den größten Anstieg (siehe Abb. 50 u. 52). Aus diesen sogenannten Schleusencharakteristiken kann man außerdem die max. sekundliche Zunahme des Zuflusses und die gesamte Füllzeit T entnehmen.

Grundsätzlich muß zwischen zwei Arten der Füllung unterschieden werden:

- a) Füllung mit hochliegendem Dremel
- b) Füllung mit tiefliegendem Dremel

Im vorliegenden Falle der zu untersuchenden Schleuse mit den Füll- und Entleerungssystemen Längsumläufe mit Stichkanälen sowie Grundlauf handelt es sich um eine Füllart mit tiefliegendem Dremel. Hier strömt das Wasser bei Öffnung des Füllquerschnittes unterhalb des UW-Spiegels in die Kammer. Bei Schleusen dieser Systeme wird das Obertor im allgemeinen nicht mit zur Füllung herangezogen, als Füllorgane verwendet man besondere Verschlüsse in den Umläufen etc.

Das Füllen der Schleusenammer ist ein nichtstationärer Strömungsvorgang. Zu seiner Berechnung werden zwei Verfahren angegeben, mittels derer man bei vorgegebenen Abmessungen der Kammer und des Füllsystems sowie bei verschiedenen Hubgeschwindigkeiten der Rollkeilschütze die für einen Schleusungsvorgang charakteristischen

Werte erhält. Mit Hilfe von Modellversuchen werden die Ergebnisse kritisch betrachtet sowie die Größe der dabei auftretenden Trosenkräfte bestimmt und in den Graphiken zusammengestellt.

Für die Ableitungen wurden nachstehende Bezeichnungen verwendet:

H_0 = Anfangsdruckhöhe (m)

H_t = zur Zeit t während des Füllvorganges zur Verfügung stehende Druckhöhe (m)

H_{ges} = Schleusenhubhöhe (m) = Differenz zwischen OW- und UW-Spiegel

h_m = mittlere Druckhöhe (m) in einem bestimmten Zeitintervall

f_t = zur Zeit t vorhandener Füllquerschnitt (m^2)

f_1 = Größe des Füllquerschnittes (m^2) nach restloser Freigabe
= $9,05 m^2$ bei $2 \times \phi 2,40 m$

O = Kammerfläche (m^2)
= $12,0 m \times 165,0 m = 1980,0 m^2$

t = Zeit (s)

t_1 = Zeit (s), nach welcher der Füllquerschnitt freigegeben ist

T = Schleusenfüllzeit (s)

V_s = Hubgeschwindigkeit des Schützes (m/s)

S = Hubhöhe des Schützes (m)
= $2,40 m$

n = $\frac{f_1}{t_1}$ = sekundliche Querschnittsfreigabe (m^2/s)

μ = Zuflußbeiwert

Q_t = Zufluß (m^3/s) zur Zeit t

Q_{max} = größter Zufluß während des Schleusungsvorganges

5.1 Theoretische Ermittlung der Schleusencharakteristiken

5.11 Analytische Bestimmung der Beziehung $Q = f(t)$ und der sich daraus ergebenden charakteristischen Werte

5.111 Die Füllphasen

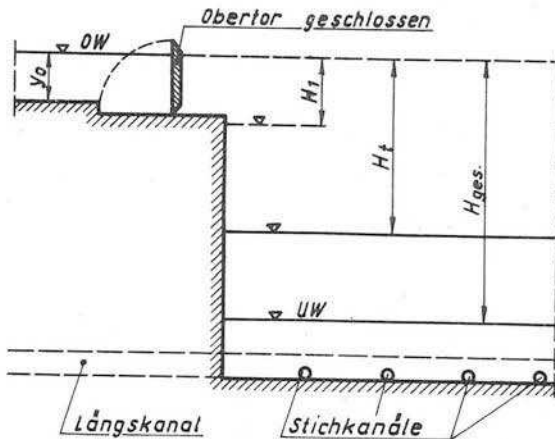
Die Schleusenfüllung mit tiefliegendem Drempel erfolgt im allgemeinen in zwei Füllphasen [29]. Während der ersten Phase wird der

Füllquerschnitt f_1 in der Zeit t_1 stetig freigegeben. Die Druckhöhe nimmt dabei ständig ab, da das Füllwasser unter dem Kammerwasserspiegel in die Schleuse einströmt.

Die zweite Phase ist während eines Füllvorganges vorhanden, wenn der Füllquerschnitt f_1 noch vor Beendigung der Schleusenfüllung freigegeben ist, d. h. wenn $t_1 < T$. Hier nimmt also bei konstantem Füllquerschnitt die Druckhöhe weiterhin ab.

Erste Füllphase

Bei Annahme eines konstanten Zuflußbeiwertes μ während der 1. Phase gilt mit den Bezeichnungen der Abbildung:



$$dV = Q_{ge} \cdot dt = - Q \cdot dH = \mu \cdot \frac{f_1}{t_1} \cdot t \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_t} \cdot dt$$

$$\int_{H_{ges}}^{H_t} \frac{dH}{\sqrt{H}} = - \frac{\mu \cdot \frac{f_1}{t_1} \cdot \sqrt{2g}}{0} \cdot \int_0^t t \cdot dt$$

wobei $H_1 < H_t < H_{ges}$

$$0 < t < t_1$$

Durch Integration folgt:

$$\sqrt{H_t} = \sqrt{H_{ges}} - \frac{\mu \cdot \frac{f_1}{t_1} \cdot \sqrt{2g}}{4 \cdot 0} \cdot t^2 \quad (5.1)$$

Diese Gleichung in die Beziehung

$$Q_t = \mu \cdot f_t \cdot \sqrt{2g \cdot H_t}$$

eingesetzt, ergibt den Zufluß zu jedem Zeitpunkt, wenn $0 < t < t_1$ ist:

$$Q_t = \mu \cdot \frac{f_1}{t_1} \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_{\text{ges}}} \cdot t - \frac{\mu^2 \cdot \left(\frac{f_1}{t_1}\right)^2 \cdot g}{2 \cdot 0} \cdot t^3 \quad (5.2)$$

Die Zunahme des Zuflusses während der ersten Füllphase beträgt:

$$\frac{dQ}{dt} = \mu \cdot \frac{f_1}{t_1} \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_{\text{ges}}} - \frac{3 \cdot \mu^2 \cdot \left(\frac{f_1}{t_1}\right)^2 \cdot g}{2 \cdot 0} \cdot t^2 \quad (5.3)$$

Für $t = 0$ folgt die Beziehung für die max. Zunahme des Zuflusses:

$$\left(\frac{dQ}{dt}\right)_{\text{max}} = \left(\frac{dQ}{dt}\right)_{t=0} = \mu \cdot n \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_{\text{ges}}} \quad (5.4)$$

Für $t > 0$ nimmt $\frac{d^2Q}{dt^2}$ Werte kleiner als Null an, d. h. die Kurve

$Q = f(t)$ ist im Bereich $0 < t < t_1$ nach oben gekrümmt. Die sekundliche Zunahme des Zuflusses nimmt demnach während der ersten Füllphase mit wachsendem t ständig ab.

Die aufgestellten Diagramme der Abb. 41 und 42 zeigen die max. Zunahme des Zuflusses in Abhängigkeit von der sekundlichen Freigabe des Füllquerschnittes und verschiedenen Zuflußbeiwerten ($\mu = 0,20$ bis $0,75$) sowie der Schleusenhubhöhe ($H_{\text{ges}} = 16,0$ bis $38,0$ m).

Zweite Füllphase

Aus Gleichung (5.1) ergibt sich für $t = t_1$ die am Ende der ersten Füllphase noch zur Verfügung stehende Druckhöhe H_1 zu:

$$\sqrt{H_1} = \sqrt{H_{\text{ges}}} - \frac{\mu \cdot f_1 \cdot \sqrt{2g}}{4 \cdot 0} \cdot t_1 \quad (5.5)$$

Die zu einem beliebigen Zeitpunkt $t_1 < t < T$ während der 2. Füllphase vorhandene Druckhöhe $0 < H_t < H_1$ beträgt:

$$\sqrt{H_t} = \sqrt{H_1} - \frac{\mu \cdot f_1 \cdot \sqrt{2g}}{2 \cdot 0} \cdot (t - t_1) \quad (5.6)$$

Damit ergibt sich der Zufluß bei Verwendung von (5.5) zu:

$$Q_t = \mu \cdot f_1 \cdot \sqrt{2g} \left[\sqrt{H_{\text{ges}}} - \frac{\mu \cdot f_1 \cdot \sqrt{2g}}{2 \cdot 0} \cdot \left(t - \frac{t_1}{2} \right) \right] \quad (5.7)$$

Die Zunahme des Zuflusses ist dabei:

$$\frac{dQ}{dt} = - \frac{\mu^2 \cdot f_1^2 \cdot g}{0} = \text{konstant}$$

d. h., daß bei der angenommenen Vereinfachung eines konstanten Beiwertes μ der Zufluß während der 2. Füllphase linear mit der Zeit abnimmt. Dieses zeigen auch deutlich die nach dem zweiten Verfahren aufgestellten Kurven für die Schleusencharakteristiken in den Abb. 50 u. 52.

5.112 Maximaler Zufluß Q_{max}

Der Zufluß erreicht zur Zeit $t_{\text{max}} \leq t_1$ seinen Größtwert. Aus Gleichung (5.3) ergibt sich für

$$\frac{dQ}{dt} = 0: \quad t_{\text{max}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0 \cdot \sqrt{H_{\text{ges}}}}{3 \cdot \mu \cdot n \cdot \sqrt{2g}}} \quad (5.8)$$

Auch hier wurde die Beziehung der zum max. Zufluß Q_{max} gehörige Füllzeit t_{max} unter Berücksichtigung verschiedener sekundlicher Querschnittsfreigaben bei variierenden Beiwerten μ sowie der Schleusenhubhöhe H_{ges} mittels Graphiken in den Abb. 43 u. 44 dargestellt.

Bei Einsetzen von Gleichung (5.8) in die Beziehung (5.2) folgt nach einigen Umformungen unter Verwendung der Füllwasserfracht

$$Q_F = 0 \cdot H_{\text{ges}}:$$

$$Q_{\text{max}} = \sqrt{\frac{16}{27} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot n \cdot Q_F \cdot \sqrt{H_{\text{ges}}}} \quad (5.9)$$

Die Diagramme in den Abb. 45 u. 46 ermöglichen eine rasche Ermittlung des größten Zuflusses Q_{max} für verschiedene μ -Werte und Hubhöhen.

5.113 Gesamte Schleusenfüllzeit T

Die Ableitung der Füll- bzw. Leerzeit nach den Ansätzen von WITTMANN und BILMINGS [10] ergibt die Gleichung

$$T = \frac{2 \cdot 0 \cdot \sqrt{H_{\text{ges}}}}{\mu \cdot f_1 \sqrt{2g}} \quad (5.10)$$

Hierbei wird aber vorausgesetzt, daß schon von Anfang an die gesamte Umlauföffnung f_1 wirksam ist, was nicht den natürlichen Verhältnissen entspricht. Man muß wieder die beiden Füllphasen mit den Zeitintervallen t_1 und $(T - t_1)$ berücksichtigen.

Wenn S die Hubhöhe der Schütze darstellt, folgt für die Zeit, die zum Anheben der Umlaufschütze bis zur völligen Freigabe der Zuflußöffnung benötigt wird:

$$t_1 = \frac{S}{v_s} \quad (5.11)$$

Die gesamte Füll- bzw. Leerzeit ergibt sich nach [7] aus der Beziehung:

$$T = \frac{S}{v_s} \left(1 - \frac{\mu_m}{\mu}\right) + \frac{2 \cdot 0 \cdot \sqrt{H_{\text{ges}}}}{\mu \cdot f_1 \sqrt{2g}} \quad (5.12)$$

Dabei stellt μ einen Größtwert und μ_m einen von der jeweiligen Hubhöhe abhängigen Mittelwert dar. Nach den Erfahrungen der früheren Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau kann der Klammerwert genau genug zu 0,5 angesetzt werden, so daß die vereinfachte Gleichung

$$T = 0,5 \frac{S}{v_s} + \frac{2 \cdot 0 \cdot \sqrt{H_{\text{ges}}}}{\mu \cdot f_1 \cdot \sqrt{2g}} \quad (5.13)$$

entsteht. Die nach (5.10) errechnete Füllzeit wird somit um die halbe Hubzeit der Schütze verlängert.

In Diagrammen der Abb. 47 u. 48 wurde obige Beziehung für verschiedene Zuflußbeiwerte μ und Hubhöhen H_{ges} ausgewertet.

5.12 Punktweise Ermittlung der Zufluß- und Füllkurven aus dem abnehmendem Druckgefälle h_m

Die zu Grunde gelegte Schleuse mit den bekannten Abmessungen und einem Gefälle $H_{\text{ges}} = 30,0$ m soll für 6 verschiedene Hubgeschwindigkeiten der Rollkeilschütze: 2 - 4 - 6 - 8 - 10 - 12 (mm/s) untersucht werden. Mit Hilfe gleichmäßiger Zeitintervalle $\Delta t = 20$ Sekunden geschieht die punktweise Berechnung der Zufluß- und Fülllinien

derart, daß man den Zufluß

$$Q_{\Delta t} = \mu \cdot f_{\Delta t} \sqrt{2g} \cdot \sqrt{h_m} \quad (5.14)$$

aus dem abnehmenden mittleren Druckgefälle h_m ermittelt [15], wobei der Beiwert $\mu = \text{konstant} = 0,50$ angenommen wird. Zunächst wurde die mit dem Schützhub wachsende sogenannte wirksame Durchflußfläche $\mu \cdot f \cdot \sqrt{2g}$ in Abhängigkeit von der Hubzeit aufgetragen, wobei in den Abb. 50 u. 52 die Kurven für $v_s = 6 \text{ mm/s}$ und $v_s = 12 \text{ mm/s}$ dargestellt wurden. Aus den nach dieser Bezugslinie zunehmenden Wassermengen $Q \cdot \Delta t$ und der Kammerfläche O lassen sich die einzelnen Füllhöhen $\Delta h = \frac{Q \cdot \Delta t}{O}$ entsprechend den wiedergegebenen Tabellen berechnen. Der laufend erfolgende Abzug der Werte Δh vom Anfangsgefälle $H_{\text{ges}} = 30,0 \text{ m}$ ergibt, meistens durch wiederholtes Probieren, die Druckhöhen h_m , die vornweg zur Bestimmung der Zuflüsse Q erforderlich gewesen sind. Aus den endgültig gefundenen Werten Q wird als Ergebnis der Rechnung die sekundliche Zuflußlinie und aus den Werten Δh die Fülllinie in Beziehung zur Füllzeit aufgetragen.

An Hand dieser Kurven konnten die charakteristischen Werte Q_{max} , t_{max} , die maximale sekundliche Zunahme des Zuflusses $(\frac{\Delta Q}{\Delta t})_{\text{max}}$ sowie die in vorigem Abschnitt nicht berechneten max. Steigegeschwindigkeiten des Wassers in der Kammer s_{max} ermittelt werden. Der abfallende Ast der Zuflußkurve ergibt den genauen Wert der Füllzeit T . Außerdem wurden die dimensionslosen Verhältnisse s_m/s_{max} ($s_m =$ mittlere Steigegeschwindigkeit) und Q_m/Q_{max} ($Q_m =$ mittlerer Zufluß) aufgestellt.

Das in [30] angegebene Näherungsverfahren für die Füllungsberechnung von Schleusen beruht auf dem gleichen Prinzip. Man kommt bei Wahl der Zeitintervalle $\Delta t = 20$ Sekunden und den entsprechend vorgegebenen Daten zu demselben Ergebnis. Lediglich das wiederholte Probieren durch die zunächst angenommenen mittleren Druckhöhen h_m entfällt infolge einer dort angeführten numerischen Beziehung.

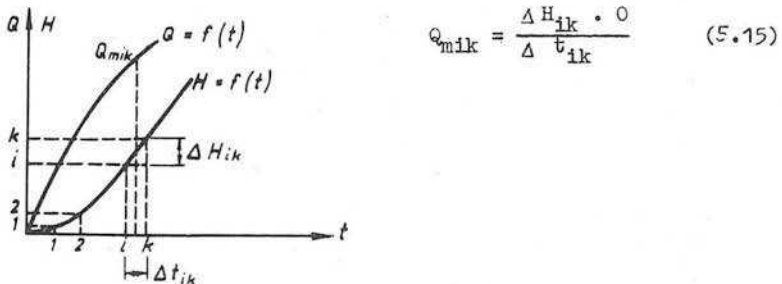
In den Tabellen der Abb. 49 u. 51 wird die punktweise Ermittlung der Zufluß- und Füllkurven für die erwähnten zwei Öffnungsgeschwindigkeiten der Umläufe wiedergegeben.

5.2 Modellversuche über die Schleusungsvorgänge in der Kammer

5.21 Registrierung der Füllkurven und Auswertung derselben

Die Messung der zeitlichen Wasserspiegeländerungen in der Kammer während des Schleusungsvorganges erfolgte nach der in Abschn. 3.22 beschriebenen Weise. Bei den Messungen mit dem Füll- und Entleerungssystem Variante I wurden dazu drei Schwimmer in der Kammer angeordnet. Die Auswertung der drei nebeneinander aufgezeichneten Kurven ergab keine wesentlichen Unterschiede, so daß bei den Schleusungen mit den Varianten II und III die Wasserspiegeländerungen mittels des in Kammermitte liegenden Schiffes erfaßt werden konnten.

Die auf der Schreibtrommel registrierten Füllkurven wurden entsprechend dem Übersetzungsverhältnis und dem Modellmaßstab auf Naturverhältnisse umgerechnet und aufgetragen. Mit Hilfe der Füllkurve $H = f(t)$ erhält man die entsprechende Zuflußkurve punktweise aus der Beziehung:



Dabei ist es wichtig, die Größe der Zeitintervalle Δt_{ik} klein zu wählen, um möglichst genaue und eine genügende Anzahl Werte Q_{mik} zu bekommen, die einen stetigen Verlauf der aufgetragenen Zuflußkurve $Q = f(t)$ ergeben. Im allgemeinen betrug die Intervallgröße ca. 44 Sekunden entsprechend der auf der Schreibtrommel aufgetragenen 10 Sekunden-Zeitkontakte. Nur während der 1. Füllphase, wo der Anstieg der Füllkurve sehr steil verläuft, machte sich eine Intervallverkleinerung bis zu 5 Sekunden (Natur) erforderlich - vor allem bei großen Hubgeschwindigkeiten V_s der Rollkeilschütze, um

den genauen Verlauf der Zuflußkurve zu erhalten. Zwecks guter Übersicht wurden hier die Punkte Q_{mik} , die dicht beieinander liegen, nicht besonders herausgezeichnet (siehe Abb. 53). Eine Kontrolle mittels graphischer Differentiation der Füllkurve innerhalb der 1. Füllphase ergab einen übereinstimmenden Verlauf der nach dem Differenzverfahren mit kleinsten Zeitintervallen aufgetragenen Zuflußkurve.

Die untersuchte große Hubhöhe von 30 m fordert relativ hohen Schleusungszeiten, was die Aufzeichnung der Füll- und Entleerungskurven bei dem zur Verfügung stehenden Trommeldurchmesser oft erschwerte und unübersichtlich wiedergab, vor allem bei den kleinen Hubgeschwindigkeiten V_s der Verschlussorgane. Aus diesem Grunde springen das Klapp- bzw. Hubtor vor Ausspiegelung bei einer bestimmten Differenz der Wasserstände an und verkürzen somit die Schleusungszeit (Abb. 36). An Hand der in Abb. 53 dargestellten Zuflußkurve erkennt man einen kurzen steilen Anstieg nach Anspringen des Klapptores bei einer bestimmten Wasserspiegeldifferenz Δh . Nach erreichtem Maximum infolge des zusätzlichen Torzuflusses - der Wert läßt sich aus der zeitlich veränderlichen Klappenstellung und dem davon abhängigen Durchfluß mittels Differenzverfahren berechnen - fällt die Kurve stark ab; wo sie die Abszissenachse berührt ergibt sich der Wert T_{kl} , die gesamte Füllzeit beim Schleusen unter Zuhilfenahme des Klapptores für die Ausspiegelung. Die gesamte Schleusungszeit T erhält man relativ einfach aus dem Schnittpunkt des abfallenden Astes der Zuflußkurve während der 2. Füllphase, der eine Gerade sein muß mit der Abszissenachse des Koordinatensystems. Kontrollmessungen mit der Stoppuhr bis zu endgültigen Ausspiegelung ohne vorzeitiges Anspringen des Tores ergaben gute Übereinstimmung mit den erhaltenen Werten T .

Die während des Schleusungsvorganges am Modell erhaltenen Füllkurven wurden für die eingebauten Varianten I, II und III bei je 6 unterschiedlichen Hubgeschwindigkeiten der Rollkeilschütze ausgewertet und die entsprechenden Zuflußkurven aufgetragen. Diese Charakteristiken zeigen einen ähnlichen Verlauf wie u. a. die in den Anlagen 50 u. 52 wiedergegebenen. Abb. 53 stellt den Verlauf der Füll- und Zuflußkurve nach Anspringen des Klapptores dar, für die Kurven der Variante I mit einer Hubgeschwindigkeit der Verschlussorgane

$V_s = 12 \text{ mm/s}$. Sämtliche charakteristischen Werte der Füll- und Zuflußkurven aus den Modellversuchen der Varianten I bis III wurden in Graphiken ausgewertet und mit entsprechenden Werten aus theoretischen Verfahren im Abschnitt 5.22 verglichen (siehe Abb. 54 bis 59).

Nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick von den verschiedenen gewählten Wasserstandsdifferenzen im Ober- bzw. Unterwasser und in der Kammer, bei denen das Klapp- bzw. Hubtor zur beschleunigten Ausspiegelung während der Modellschleusungen mit herangezogen wird:

V_s (mm/s)	Füllung Anspringen des Klapptores bei Δh (m) von	Entleerung Anspringen des Hubtores bei Δh (m) von
<u>Variante I</u>		
2 - 12	0,25	0,50
<u>Variante II</u>		
2	0,30	0,70
4 - 12	0,40	0,80
<u>Variante III</u>		
2	0,30	0,90
4	0,40	1,00
6	0,50	1,10
8	0,60	1,20
10	0,70	1,30
12	0,80	1,50

Die Ausspiegelung der letzten Zentimeter unter Zuhilfenahme der Tore wird bei den Schleusen in der Natur stets angewendet. Eingehende Untersuchungen über ein zweckmäßiges Δh in Abhängigkeit von der verkürzten Schleusungszeit wurden nicht durchgeführt, Wichtiger schien es, in den Abschnitten über die Auswirkungen des Schleusungsvorganges auf die Schiffsbewegungen und damit auf die Größe der Trossenkräfte das unterschiedliche Anspringen der Tore bei vorgegebenen Δh in den Graphiken mit zu berücksichtigen.

An Hand des Ausgeführten ist ersichtlich, daß die Füllvorgänge mit ihren Folgeerscheinungen eingehend untersucht wurden. Was die Ent-

leerung der Kammer anbelangt, so wurde auf eine ausführliche Darlegung des Problems verzichtet, da dieses erst in zweiter Linie von Interesse ist. Die Entleerung erfolgt mittels einer um $1/5$ niedriger liegenden Hubzeit der Rollkeilschütze, so daß beispielsweise die Entleerungszeiten für die untersuchten Varianten ca. 15 % kleiner waren als die Füllzeiten.

5.22 Gegenüberstellung der charakteristischen Werte aus den Versuchen mit den entsprechenden Ergebnissen nach den theoretischen Methoden

In den Abb. 54 bis 59 wurden zur besseren Übersicht jeweils immer nur ein Meßpunkt an Hand der Modellversuche angegeben, da die stets wiederholten Messungen fast übereinstimmende Ergebnisse brachten und somit die Werte dicht beieinander lagen.

5.221 Maximale Steigegeschwindigkeiten des Kammerwasserspiegels

Die Werte für die max. Steigegeschwindigkeiten des Kammerwasserspiegels während des Schleusungsvorganges, die sich aus dem steilsten Anstieg der Füllkurve in einem bestimmten Zeitintervall ergaben, wurden in der Abb. 54 aufgetragen. Für die kleinste vorgegebene Hubgeschwindigkeit der Verschlußorgane von 2 mm/s liegen die Maximalwerte der drei untersuchten Varianten bei 3,5 cm/s dicht zusammen, die jedoch mit zunehmenden Hubgeschwindigkeiten streuen. Bei $V_s = 12$ mm/s ergibt sich für die Variante I $s_{\max} = 4,9$ cm/s, für die Variante II $s_{\max} = 4,6$ cm/s und für Variante III gleich 5,6 cm/s. Zum Vergleich wurden die entsprechenden Werte nach dem Verfahren der schrittweisen Ermittlung der Zuflußkurve aus dem abnehmenden Druckgefälle bei $\mu = 0,50$ (siehe Abschn. 5.12) aufgetragen und miteinander verbunden. Hier lagen für die untersuchten Hubgeschwindigkeiten die max. Steigegeschwindigkeiten des Kammerwasserspiegels zwischen 3,1 cm/s und 5,0 cm/s.

5.222 Maximaler Zufluß Q_{\max}

An Hand der Abb. 55 läßt sich der Verlauf der max. Zuflüsse Q_{\max} in Abhängigkeit von den verschiedenen Hubgeschwindigkeiten der Verschlußorgane erkennen, die sich aus den Wendepunkten der nach den Versuchsergebnissen aufgetragenen Zuflußkurven ergaben. Die größten Werte zeigt die Kurve für die Grundlauf-Variante, die kleinsten

für die Variante II. Für $V_s = 2 \text{ mm/s}$ liegen die Meßwerte der drei Varianten bei ca. $70 \text{ m}^3/\text{s}$ dicht zusammen und wachsen für die Variante III bis auf $Q_{\text{max}} = 110,5 \text{ m}^3/\text{s}$ an, für die II. Variante bis auf $Q_{\text{max}} = 91,1 \text{ m}^3/\text{s}$ bei größter untersuchter Hubgeschwindigkeit V_s . Die nach dem theoretischen Verfahren in Abschn. 5.12 mit $\mu = 0,50$ ermittelten Punkte liegen im allgemeinen zwischen denen der Varianten I und III. Desgleichen wurden die Kurven nach dem im Abschn. 5.11 abgeleiteten analytischen Verfahren für $\mu = 0,30$ und $\mu = 0,50$ aufgetragen. Diese zeigen bei den niedrig liegenden Hubgeschwindigkeiten der Rollkeilschütze kleinere Ergebnisse, bei den untersuchten größeren Hubgeschwindigkeiten z. T. erheblich höhere Werte als die Versuchsergebnisse brachten.

5.223 Zu Q_{max} gehörende Füllzeiten t_{max}

Die aus den Modellversuchen gewonnenen Füllzeiten t_{max} wurden in der Abb. 56 graphisch dargestellt. Die Meßpunkte streuen nur bei den unteren Hubgeschwindigkeiten V_s , sonst liegen sie dicht zusammen. Die an Hand des Verfahrens 5.12 aufgestellte Kurve liegt im Bereich der Meßergebnisse, die nach dem Verfahren 5.11 für $\mu = 0,35$ und $\mu = 0,50$ erhaltenen Kurven ergeben größere Werte. Außerdem wurde in der Graphik die Beziehung für t_1 eingetragen, das ist die Zeit, nach welcher der Umlaufquerschnitt zur Füllung vollkommen freigegeben ist. Daraus erkennt man, daß der größte Zufluß stets vor der vollkommenen Öffnung des Füllquerschnittes eintritt. Je kleiner die Hubgeschwindigkeit der Verschlußorgane ist, umso größer wird die Differenz zwischen t_{max} und t_1 . Bei $V_s = 12 \text{ mm/s}$ liegen die Meßwerte t_{max} nur 8 bis 10 Sekunden unter denen von t_1 .

5.224 Maximale sekundliche Zunahme des Zuflusses

In der Abb. 57 wurde die größte sekundliche Zunahme des Zuflusses während der Füllung aufgetragen; diese ergab sich aus dem steilsten Anstieg der an Hand der Versuchsergebnisse ermittelten Zuflußkurve. Sämtliche Meßpunkte liegen über den Kurven, die nach den theoretischen Verfahren 5.11 mit $\mu = 0,35$ und $\mu = 0,50$ aufgestellt wurden. Dabei zeigten die Werte von der Variante III die größten Daten, beispielsweise gleich $0,18 \text{ m}^3/\text{s}^2$ für $V_s = 2 \text{ mm/s}$ und

$0,76 \text{ m}^3/\text{s}^2$ für $V_s = 12 \text{ mm/s}$. Mit der Variante II wurden die kleinsten Ergebnisse ermittelt; für eine Hubgeschwindigkeit von 2 mm/s bzw. 12 mm/s ergab sich ein $\left(\frac{\Delta Q}{\Delta t}\right)$ von $0,13 \text{ m}^3/\text{s}^2$ bzw. $0,60 \text{ m}^3/\text{s}^2$. Die nach dem analytischen Verfahren 5.12 mit $\mu = 0,50$ berechnete Kurve lag bei kleinen Hubgeschwindigkeiten unter den Werten der Variante II, bei den untersuchten größeren Hubgeschwindigkeiten der Verschlußorgane zwischen den Meßergebnissen der Varianten I und II.

5.225 Füllzeit T

Die Graphik der Abb. 58 stellt die gesamte Füllzeit T in Abhängigkeit von verschiedenen Hubgeschwindigkeiten der Verschlußorgane dar. Die nach der Formel 5.13 mit $\mu = 0,50$ aufgestellte Kurve stimmt mit den entsprechenden T -Werten aus den Charakteristiken nach Verfahren 5.12 mit $\mu = 0,50$ gut überein. Dagegen brachten die Modellversuche erheblich längere Schleusungszeiten mit sich, wobei die Variante II die ungünstigsten Ergebnisse zeigte. Mit der eingebauten Variante III wurden die kürzesten Füllzeiten erzielt; zum Beispiel bei $V_s = 2 \text{ mm/s}$ betrug $T = 1970 \text{ s}$ und bei $V_s = 12 \text{ mm/s}$ war die gesamte Füllzeit gleich 1550 Sekunden. Der Unterschied zu den Ergebnissen der Variante II betrug bei der kleinsten untersuchten Hubgeschwindigkeit 25 Sekunden und bei der größten V_s gleich 140 Sekunden. Die nach der Formel 5.13 mit $\mu = 0,35$ aufgestellte Kurve liegt im Bereich der Meßpunkte, nur bei einer Hubgeschwindigkeit der Rollkeilschütze von 2 mm/s ergab sich mit $T = 2148 \text{ s}$ ein darüber liegender Wert.

An Hand der Graphik läßt sich erkennen, daß der Ausdruck für die gesamte Füllzeit T nach der Formel 5.13 bei hohem Gefälle nicht zutreffend ist. Ein μ von ca. $0,35$ dürfte für die gewählten und untersuchten Füll- und Entleerungssysteme der Varianten I, II und III zu niedrig liegen.

5.226 Dimensionsloses Verhältnis $\frac{Q_{\max}}{Q_m}$ bzw. $\frac{s_{\max}}{s_m}$

Das Verhältnis $\frac{Q_{\max}}{Q_m}$ und $\frac{s_{\max}}{s_m}$ ist für die jeweilige Hubgeschwindigkeit der Verschlußorgane nahezu gleich und wurde in der Abb. 59 graphisch dargestellt. Q_m und s_m sind dabei der mittlere Zufluß

bzw. die mittlere Steigegeschwindigkeit des Kammerwasserspiegels (siehe auch Abschn. 5.121 bis 5.126). Die Werte aus den Modellversuchen, wobei mittels Variante III die größten Verhältnisse auftraten, liegen in fast gleichem Abstand über der nach dem Verfahren 5.12 aufgestellten Kurve. Man erkennt, daß bei einer Hubgeschwindigkeit von $V_s = 6 \text{ mm/s}$ an aufwärts die Verhältnisse

$\frac{Q_{\max}}{Q_m}$ bzw. $\frac{s_{\max}}{s_m}$ jeweils für die entsprechende Variante nahezu

konstant bleiben; desgleichen die Verhältnisse, die auf Grund des erwähnten analytischen Verfahrens ermittelt wurden. Die Kurve nach dem Verfahren 5.11 mit $\mu = 0,50$, wo für die gesamte Füllzeit die Beziehung 5.13 Verwendung fand, liegt bei den größten untersuchten Hubgeschwindigkeiten im Bereich der aufgetragenen Meßpunkte, bei $V_s = 2 \text{ mm/s}$ und 4 mm/s in der Nähe der an Hand von Verfahren 5.12 ermittelten Werte.

5.3 Modellversuche über die Größe der Trossenkräfte während der Schleusung bei einem in Kammermitte liegendem Schiff

5.31 Verlauf der Trossenkräfte bei der Füllung und Entleerung mittels der drei untersuchten Varianten

Die Registrierung der Trossenkräfte für ein in der Mitte der Schleusenammer liegendes 1000 t-Kanalschiff erfolgte nach der in Abschn. 3.23 beschriebenen Methode mittels der angegebenen Meßeinrichtungen. So konnten außer den Längs Kräften auch die Querkräfte am Bug und am Heck aufgezeichnet werden (Abb. 24). Die Eichung der Blattfedern mit Gewichten und einer Federwaage zur Kontrolle ergab für je 50 g ca. 1 bis 2 cm Ausschlag. Dieser wurde stets in beiden Richtungen gemessen, wobei keine größeren Unterschiede festzustellen waren.

Der Verlauf der Trossenkräfte während einer Schleusung, wie er sich aus den Aufzeichnungen durch die Registriervorrichtungen auf dem Kymographen ergab, wurde für die drei untersuchten Varianten mit den Hubgeschwindigkeiten der Füllorgane von 6 mm/s und 12 mm/s in den Abb. 60 bis 65 dargestellt. Von den zwei- bis viermal wiederholten Messungen bei einer bestimmten Hubgeschwindigkeit der Rollkeilschütze wählte man solche Kurven aus, die die max. resultierende Trossenkraft

$$\max P_R = \sqrt{Q_{B/H}^2 + P^2} \quad (5.16)$$

brachten, wobei $Q_{B/H}$ die max. Querkraft am Bug bzw. am Heck und P die max. Längskraft während der Füllung ist. Bei der Entleerung wurden stets kleinere Kräfte registriert.

Der Kräfteverlauf ergab bei den Varianten I und II fast das gleiche Bild. Durch vor- und rückwärtiges Pendeln des Schiffes sowie schnelles Aufschaukeln treten die größten Werte kurz nach Beginn der Füllung auf. Danach klangen die Ausschläge bei den registrierten Kurven in gleicher Weise allmählich auf Null ab. Als positiver Bereich der Kurve wurde die in Richtung Heck - Bug stattfindende Wegänderung bezeichnet. Mit größer werdenden Hubgeschwindigkeiten V_s nehmen sinngemäß auch die absoluten Werte der max. Trossenkräfte zu, die bei den Längskräften stets im positiven Bereich lagen. Daneben konnten während des Füllvorganges die Auswirkungen infolge der beschleunigten Ausspiegelung mittels Klapptor auf die Längskomponenten der Trossenkräfte des vertäuten Schiffes festgestellt werden, wobei erst die an der rückwärtigen Kammerwand reflektierte erste Schwallwelle den größten positiven Ausschlag verursachte. Beim Entleeren wurde nur der Verlauf der Längskräfte wiedergegeben, da auf die Querkomponenten der Trossenkräfte keine Auswirkungen festzustellen waren, wie die entsprechenden Q -Kurven für $V_s = 12 \text{ mm/s}$ zeigen. Dabei verursachten das Abreißen des Wasserspiegels an der Hubturnische und die Sunkwelle durch das vorzeitige Anspringen des Klapptores gewisse Auswirkungen auf die Längskräfte in den Trossen. Die Ausschläge bei Beginn der Entleerung waren infolge des starken Wasserpolsters stets geringer als die eben erwähnten.

Der Betrieb mit der Grundlauf-Variante ergab einen ähnlichen Verlauf der registrierten Kurven, nur erfolgte hier ein einmaliger langsamer Federausschlag in positiver Richtung, der anschließend allmählich auf Null abklang - ohne periodischen Wechsel, wie bei den Varianten I und II. Die max. Längskräfte treten zu einem etwas späteren Zeitpunkt auf, als das bei den ersten beiden Varianten der Fall war. Während der Entleerung ergab sich ein ähnliches Bild des Kurvenverlaufes, nur waren hier die Werte viel kleiner.

5.32 Vergleich der Versuchsergebnisse untereinander und Gegenüberstellung mit den zulässigen Trossenkraften

Die Ergebnisse der Trossenkraftmessungen an einem in Kammermitte liegendem Schiff wurden bei der Schleusung mittels Variante I in der Abb. 66 dargestellt. Zur besseren Übersicht wählte man, wie auch in den Abb. 67 und 68 nur Werte von den Kurven aus, die für eine bestimmte Hubgeschwindigkeit der Verschlussorgane die max. resultierende Trossenkraft ergaben. Der Bereich dieser Maximalkräfte belief sich hier von 1,04 t bei $V_s = 2 \text{ mm/s}$ bis 2,16 t bei $V_s = 12 \text{ mm/s}$, wobei die Anteile der Quer- und Längskräfte in gleichen Größenordnungen lagen. Die Kräfte durch die größere reflektierte Schwallwelle infolge Anspringen des Klapptores bei einer Wasserspiegeldifferenz $\Delta h_K = 0,25 \text{ m}$ waren nie größer als 0,10 t. Während der Entleerung betrugen die max. Längskräfte infolge Sunk durch Anspringen des Hubtores bei einer Wasserspiegeldifferenz $\Delta h_H = 0,50 \text{ m}$ rund 0,5 t. Das Abreißen des Wasserspiegels an der Hubtornische verursachte bei den verschiedenen V_s Kräfte von 0,2 t bis 0,3 t. Schließlich wurden noch die Schleusungszeiten angegeben, wo die max. Kräfte auftraten. Die größten Längskräfte wurden stets im Bereich bis 100 Sekunden nach Beginn der Füllung registriert; die max. Querkkräfte ergaben sich erst ca. 450 Sekunden bis 100 Sekunden später, je nach den verschiedenen untersuchten Hubgeschwindigkeiten von 2 mm/s bis 12 mm/s. Die max. Längskräfte traten zu dem Zeitpunkt auf, wo die größte sekundliche Zunahme des Zuflusses erfolgte.

Die Ergebnisse der Trossenkraftmessungen für die Variante II wurde in der Abb. 67 graphisch aufgetragen. Hier zeigte die Kurve für die max. resultierenden Kräfte bei kleinen Hubgeschwindigkeiten der Verschlussorgane etwas geringere Werte und bei $V_s = 6$ bis 12 mm/s mit 1,67 t bis 2,49 t größere Werten als bei der ersten Variante. Der Anteil der Längskräfte war dabei bis rund 0,4 t größer als die entsprechenden Querkkräfte am Bug und Heck. Was die Trossenkkräfte durch den Schwall bzw. Sunk infolge des vorzeitigen Anspringens der Tore anbelangt, so ergab sich ein nur geringes Anwachsen um 0,1 t gegenüber den Kräften bei der Variante I, entsprechend der etwas höheren Wasserspiegeldifferenz $\Delta h_K = 0,40 \text{ m}$ bzw. $\Delta h_H = 0,80 \text{ m}$. Die gemessenen Kräfte infolge Abreißen des Wasser-

spiegels an der Hubtornische zeigten dieselben Ergebnisse wie die in der Abb. 66 angegebenen. Der Verlauf der zu den Maximalkräften gehörenden Zeiten war ähnlich dem bei der Variante I; auch hier traten die größten Längskräfte früher als die max. Querkkräfte auf.

In der Abb. 68 wurden die entsprechenden Trossenkräfte an Hand der Messungen mit der Grundlauf-Variante dargestellt. Die max. resultierenden Trossenkräfte lagen im allgemeinen über denen der anderen beiden Varianten; für $V_s = 2 \text{ mm/s}$ ergaben sich 0,76 t und für $V_s = 12 \text{ mm/s} = 3,08 \text{ t}$. Hier traten die Längskraftanteile stark hervor und waren nur ca. 0,1 t kleiner als die dazu gehörenden resultierenden Kräfte. Die Querkkräfte lagen bei allen untersuchten Hubgeschwindigkeiten stets unter 0,5 t. Die durch das vorzeitige Öffnen der Tore verursachten Trossenkräfte zeigten entsprechend der erhöhten Wasserspiegeldifferenzen, die auch untereinander variierten, größere Werte. Dabei betrugen die Kräfte infolge Anspringen des Hubtores bei Δh_H bis 1,50 m nicht mehr als 0,7 t, was in dem langsamen Anheben des Tores begründet ist (der erste Hub von 60 cm wird in einer Zeit von 160 Sekunden überwunden). Die Kräfte infolge Abreißen des Wasserspiegels an der Hubtornische lagen auch hier in der Größenordnung von 0,2 bis 0,3 t. Die graphische Darstellung der zu den max. Trossenkräften gehörenden Zeiten ergaben bei der Variante III ein etwas anderes Bild. Hier traten die größten Längs- und Querkkräfte fast zum gleichen Zeitpunkt auf. Die einzelnen Werte lassen sich aus der Graphik bestimmen; die Zeiten nahmen, vom Füllungsbeginn an gerechnet, mit wachsenden Hubgeschwindigkeiten der Rollkeilschütze ab.

Die max. resultierenden Trossenkräfte aus den Längs- und Querkomponenten wurden für die drei untersuchten Füll- und Entleerungssysteme in der Abb. 69 aufgetragen. Es ergaben sich, wie schon erwähnt, für die in der Praxis gebräuchlichen Hubgeschwindigkeiten V_s bei der Variante III die größten und bei der Variante I die kleineren Kräfte. Daneben wurden zum Vergleich die zulässigen Trossenkräfte nach zwei verschiedenen Beziehungen angegeben. In Deutschland besteht nach [10] und [15] für die zulässigen Trossenkräfte die Forderung:

$$P_{zul} = \left(\frac{1}{600} \text{ bis } \frac{1}{750} \right) \cdot G_s \quad (5.17)$$

G_s ist das Schiffsgewicht, das bei einem beladenen 1000 t-Kanalschiff ca. 1280 t beträgt. An Hand der Formel 5.17 ergibt sich eine zulässige Trossenkraft im Durchschnitt von $P_{zul} = 2,0 \text{ t}$.

Bei einer Studienreise durch die CSSR [32] konnte festgestellt werden, daß die tschechoslowakischen Kollegen die von MICHAÏLOW angegebene Formel [33] verwenden:

$$P_{zul} = \left(\frac{1}{20 w^{2/5}} \right) \cdot L_s \quad (5.18)$$

L_s ist die Ladefähigkeit des in Frage kommenden Schiffes, im vorliegenden Falle gleich 1000 t. Mit w wird die Wasserverdrängung des Schiffes bezeichnet, die bei einer Ladung von 1000 t ungefähr 1280 t beträgt. Somit ergibt sich eine zulässige Trossenkraft von $P_{zul} = 2,8 \text{ t}$.

6. Hydrodynamische Vorgänge in den Vorhäfen beim Füllen und Entleeren der Schleusenkammer

In diesem Abschnitt werden die Schwall- und Sunkerscheinungen infolge des Schleusungsvorganges sowie die Auswirkungen auf die Trossen der im Ober- bzw. Unterhafen vertäuten Schiffe behandelt. Es ist geplant, dieses Problem ausführlich in einem besonderen Thema über Schwall und Sunk in den Schleusenvorhäfen zu bearbeiten. Die hierbeschriebenen Modelluntersuchungen wurden mit eingebautem Füll- und Entleerungssystem der Variante I durchgeführt.

6.1 Sunk und Schwall in den Vorhäfen als Folgeerscheinungen des Schleusungsvorganges

Bei der Füllung einer Schleusenkammer aus dem oberen Vorhafen sinkt der Wasserspiegel im oberen Vorhafen durch die Entnahme des Füllwassers zunächst unmittelbar an der Einlaufstelle ab. Dadurch entsteht ein Niveauunterschied zwischen dem Wasserspiegel im Vorhafen und dem der Entnahmestelle, dessen Folge eine Fließbewegung in Richtung auf die Schleusenkammer ist. Das Wasserspiegelgefälle pflanzt sich dabei mit einer bestimmten Wellengeschwindigkeit in entgegengesetzter Richtung fort. Das Maß z der Wasserspiegelabsenkung, die sog. Sunktiefe hängt von der Größe des Zuflusses Q , der breite des Entnahmequerschnittes und von der Wellengeschwindigkeit w ab. Die Erscheinung wird als Entnahmesunk be-

zeichnet.

Bei der Entleerung der Kammer tritt im unteren Vorhafen ein Füllschwall auf. Das Maß z der Wasserspiegelerhebung im Vorhafen wird als Schwallhöhe bezeichnet, diese bewegt sich in Fließrichtung fort.

6.11 Analytische Bestimmung der Sunktiefen und Schwallhöhen mit den dazugehörigen Geschwindigkeiten

In den nachfolgenden Berechnungsformeln bedeuten:

z = Sunktiefe bzw. Schwallhöhe in (m)

w = Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Sunk- bzw. Schwallwelle in (m/s)

B_0 = Wasserspiegelbreite vor Eintreffen der Welle in (m)

B = Wasserspiegelbreiten entsprechend z in (m)

$B_m = 1/2 (B_0 + B)$ = mittlere Wasserspiegelbreite in (m)

F = Querschnitt des Gerinnes vor Eintreffen der Welle in (m²)

6.111 Berechnung nach der herkömmlichen Methode

Aus der Bedingung für die Raumgleichheit der in der Zeiteinheit dem Vorhafen entnommenen und der Schleusenkammer zugeflossenen Wassermenge ΔQ folgt nach [29]:

$$\Delta Q = z \cdot B_m \cdot w$$

und daraus:

$$z = \frac{\Delta Q}{w \cdot B_m} \quad (6.1)$$

Für die Fortpflanzungsgeschwindigkeit w der Sunkwelle ist in der neueren Literatur die über den Impulssatz abgeleitete Formel:

$$w = \sqrt{g \left(\frac{F}{B_m} - \frac{3}{2} z + \frac{B_m \cdot z^2}{2 \cdot F} \right)} \quad (6.2)$$

am gebräuchlichsten. Sie gilt exakt für Profile mit senkrechten Wandungen und mit ausreichender Genauigkeit für alle Trapez- und ähnlichen Profile. Bei kleinen Sunktiefen z wird das 3. Klammerglied unter der Wurzel bei Gleichung (6.2) vernachlässigbar gering, so daß mit ausreichender Genauigkeit

$$w = \sqrt{g \left(\frac{F}{B_m} - \frac{z}{2} \right)} \quad (6.3)$$

gesetzt werden kann. Für überschlägige Berechnungen genügt es, mit

$$W = \sqrt{g \left(\frac{F}{B_m} \right)} \quad (6.4)$$

zu rechnen.

Beim Füllschwall im Unterhafen während des Entleerungsvorganges haben die gleichen abgeleiteten Beziehungen, absolut genommen, Gültigkeit.

Die Formel (6.4) wird zunächst angewendet, um auf die übliche Weise die Größen für den Sunk und Schwall zu bestimmen [31]. Darauf berechnet man z an Hand der Beziehung (6.1) und setzt diesen Wert in Gleichung (6.2) ein, wonach sich ein neues verbessertes w ergibt. Weichen beide Ergebnisse voneinander ab, so ist der Rechnungsgang mit dem zuletzt erhaltenen w zu wiederholen und so lange fortzusetzen bis beide Werte fast übereinstimmen.

Die Berechnungen wurden für die Querschnitt (1-1) und (2-2) durchgeführt, und zwar bei einer festgelegten Wassertiefe von 3,50 m. Der erstgenannte Querschnitt liegt an der Stelle, wo das trichterförmige Leitwerk im Vorhafen beginnt. Hier ist der gesamte Vorhafenquerschnitt mit $F = 325,5 \text{ m}^2$ wirksam, wobei $B_m \approx 58,50 \text{ m}$. Der andere Querschnitt (2-2) befindet sich an der Schleuseneinfahrt, also am Ende des trichterförmigen Leitwerkes. Hier beträgt $F = 42,0 \text{ m}^2$ bei einem $B_m = 12,00 \text{ m}$. Ein- und Auslaßöffnungen der Schachtschleuse liegen also zwischen den betrachteten Querschnitten (1-1) und (2-2).

Die Ergebnisse der analytischen Berechnung wurden für verschiedene Zu- und Abflüsse tabellarisch im Abschnitt 6.113 angegeben.

Bei dieser wie der im folgenden Abschnitt behandelten Berechnungsmethode wurde ein plötzliches Öffnen der Verschlußorgane vorausgesetzt, was in Wirklichkeit nicht der Fall ist. Man erhält etwas größere Beträge und liegt somit auf der sicheren Seite.

6.112 Berechnung auf Grund dimensionsloser Kenngrößen

Wie aus dem Vorhergehenden ersichtlich, ist es üblich, die Schwall- und Sunkvorgänge in offenen Kanälen iterativ zu berechnen. Durch

Verwendung von Nomogrammen kann dieses vereinfacht werden. Außerdem kann man für relativ kleine Schwallhöhen z das Glied

$\frac{B_m \cdot z^2}{2 \cdot F}$ und oft sogar das Glied $\frac{3}{2} z$ vernachlässigen, wodurch die Bestimmungsgleichung für w besonders einfach wird.

Auf der Grundlage von dimensionslosen Kenngrößen wurde in [34] ein Berechnungsverfahren für Schwall- und Sunkvorgänge in prismatischen offenen Gerinnen entwickelt. Es werden hier vom Maßsystem unabhängige, allgemeingültige Gesetzmäßigkeiten aufgestellt, mit denen ohne Vernachlässigungen die Schwall- und Sunkerscheinungen in offenen Kanälen direkt berechnet werden können. Das Verfahren ist allgemein gültig für Kanäle beliebiger Querschnittsform. Die Gleichungen sind in Form von Diagrammen ausgewertet worden, mit denen Schwall- und Sunkgeschwindigkeit und Schwall- und Sunkhöhe übersichtlich und schnell bestimmt werden können.

Die nach diesem Verfahren für verschiedene Zu- bzw. Abflüsse berechneten Werte wurden im folgenden Abschnitt ebenfalls tabellarisch angegeben.

6.113 Gegenüberstellung der Ergebnisse beider Berechnungsverfahren

Die nach den beiden analytischen Verfahren berechneten Größen z und w wurden bei der Schleusung einmal für den Entnahmesunk und zum anderen für den Füllschwall in nachfolgender Tabelle zusammengestellt. Unter Verfahren a wird die Berechnung nach der herkömmlichen Methode verstanden, unter Verfahren b die auf Grund dimensionsloser Kenngrößen.

Entnahmesunk

Durchfluß Q (m ³ /s)	Querschnitt 1-1				Querschnitt 2-2			
	Verfahren a		Verfahren b		Verfahren a		Verfahren b	
	- z (m)	w (m/s)	- z (m)	w (m/s)	- z (m)	w (m/s)	- z (m)	w (m/s)
5			0,01	7,50			0,07	5,95
10			0,02	7,75			0,15	5,53
20			0,04	7,62			0,30	5,53
30			0,07	7,67			0,48	5,21
40	0,09	7,33	0,09	7,62	0,66	5,02	0,66	5,01
50	0,12	7,30	0,12	7,29	0,87	4,78	0,87	4,76
60	0,14	7,28	0,14	7,36	1,09	4,55	1,09	4,58
70	0,16	7,28	0,17	7,17	1,46	3,99	x)	x)
80	0,19	7,24	0,19	7,03	1,80	3,50	x)	x)
90	0,22	7,17	0,21	7,26			x)	x)
100	0,24	7,20	0,23	7,31			x)	x)
110	0,26	7,14	0,26	7,19			x)	x)
120	0,28	7,39	0,29	7,10			x)	x)

x) Ablesung aus den Diagrammen nicht mehr möglich.

Füllschwall

Durchfluß Q (m ³ /s)	Querschnitt 2-2				Querschnitt 1-1			
	Verfahren a		Verfahren b		Verfahren a		Verfahren b	
	+ z (m)	w (m/s)	+ z (m)	w (m/s)	+ z (m)	w (m/s)	+ z (m)	w (m/s)
5			0,07	5,95				
10			0,14	5,95				
20			0,27	6,39				
30			0,40	6,21				
40	0,51	6,48	0,51	6,48	0,09	7,44	0,09	7,18
50	0,63	6,63	0,62	6,68	0,11	7,47	0,11	7,65
60	0,74	6,75	0,74	6,80	0,14	7,50	0,13	7,67
70	0,85	6,88	0,84	6,94	0,16	7,52	0,15	7,68
80	0,95	7,00	0,95	7,00	0,18	7,53	0,18	7,69

Wie ersichtlich, weichen die Ergebnisse beider Verfahren nur unwesentlich voneinander ab. Die Sunkttiefen z zeigen dabei, absolut genommen, höhere Werte als die entsprechenden Schwallhöhen im Unterwasser. In der Graphik der Abb. 70 wurden die max. Sunkttiefen für die beiden betrachteten Querschnitt aufgetragen, es genügte daher, jeweils nur einen Wert anzugeben. Über die Schwall- und Sunkgeschwindigkeiten w werden im Rahmen dieser Arbeit keine weiteren Betrachtungen durchgeführt.

6.12 Angabe der Sunkttiefen und Schwallhöhen auf Grund von Modellversuchen und Vergleich mit den Ergebnissen nach analytischer Berechnung

Während des Schleusungsvorganges wurden die Sunkttiefen im Oberhafen mit Hilfe von 3 Schwimmern und die Schwallhöhen im Unterhafen mittels 2 Schwimmer gemessen und registriert. Anordnung und Meßmethode ist im Abschnitt 3.21 beschrieben und in der Abb. 24 dargestellt. Die an Hand der Auswertungen erhaltenen Maximalwerte wurden in der Abb. 71 für die verschiedenen Hubgeschwindigkeiten der Verschlußorgane aufgetragen. Der Entleerungsvorgang erfolgte

in einer um 20 % kürzeren Zeit; damit betrugen die vorgegebenen Hubgeschwindigkeiten $V_s = 2,5 \text{ mm/s}$ bis $V_s = 15 \text{ mm/s}$. Auch hier waren die Sunktiefen z größer als die entsprechenden absoluten Werte für den Füllschwall. Deshalb sollen sich die vergleichenden Untersuchungen nur auf den Entnahmesunk beschränken. Am Schwimmer 3 unmittelbar an der Entnahmestelle wurden beispielsweise bei der größten vorkommenden Hubgeschwindigkeit von $V_s = 12 \text{ mm/s}$ max. Sunktiefen von 41,0 bis 42,5 cm gemessen. Weitere Werte sind aus der erwähnten Graphik leicht zu entnehmen. Wie aus den Charakteristiken ersichtlich, ergibt sich für jede Schleusung ein bestimmtes Q_{max} (m^3/s), dem wiederum eine entsprechende Sunktiefe z an einer bestimmten Stelle im Oberhafen zugeordnet werden kann. Für diese Beziehung $z = f(Q_{\text{max}})$ an der Entnahmestelle (Schwimmer 3), die zwischen den Querschnitten 1-1 und 2-2 liegt, wurden die Maximalwerte z in die Abb. 70 vergleichsweise mit eingezeichnet. Diese liegen zwischen den aufgetragenen Punkten, die nach den analytischen Verfahren für die Querschnitte 1-1 und 2-2 ermittelt wurden. Außerdem erkennt man, daß sich bei der Berechnung entsprechend der Annahme eines plötzlichen Öffnens der Verschlußorgane erheblich größere Werte ergaben.

6.2 Trossenkräfte eines in den Vorhafen am ungünstigsten Liegeplatz wartenden Schiffes

Die ungünstigste Liegestelle eines im Vorhafen wartenden Schiffes ist aus Abb. 24 ersichtlich. Diese wurde so gewählt, daß das Schiff noch am ersten Dalben festmachen kann, ohne ein vorbeifahrendes zu stören (Abb. 26). Damit ergab sich im Oberhafen eine Entfernung vom Bug bis zur ersten Einlauföffnung von 26,60 m und im Unterhafen eine entsprechende Entfernung von der letzten Auslaßöffnung bis zum Bug von 38,60 m.

6.21 Maximale Kräfte nach analytischer Berechnung

Die beim Durchlaufen einer Sunkwelle auf das Schiff wirkende Gesamtkraft setzt sich aus zwei Komponenten zusammen, der Neigungskraft und der Strömungskraft. Nach [29] ist die Größe der Strömungskraft gegenüber der Neigungskraft vernachlässigbar gering.

Unter der Annahme, daß bei allen im Schleusenvorhafen entstehenden Sunkwellen die Länge der Sunkwellenfront größer als die übliche Schiffslänge ist, gilt folgende Beziehung für die Neigungskraft:

$$S_N = G_S \cdot J_W \quad (6.5)$$

G_S ist das Bruttoschiffsgewicht, welches bei einem 1000 t-Kanalschiff rd. 1280 t beträgt. Mit J_W wird das Wasserspiegelgefälle bezeichnet. Dieses läßt sich beispielsweise im Oberhafen an Hand der ermittelten Sunktiefen bei den Schwimmern 2 und 3, die 30,0 m (i.Natur) voneinander entfernt sind und zwischen denen das Schiff liegt, leicht angeben. Die max. Längskomponente der Trossenkraft ist somit identisch mit der Neigungskraft bei der größten Wasserspiegelneigung J_W während eines Schleusungsvorganges. Die Ergebnisse wurden für die verschiedenen max. Schleusenzuflüsse Q_{\max} in der Abb. 73 aufgetragen. Bei einer Hubgeschwindigkeit der Verschlußorgane von beispielsweise $V_S = 12 \text{ mm/s}$ und einem $Q_{\max} = 97,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ergaben sich Trossenlängskräfte mit 2,98 t, 3,2 t und 3,42 t. Das modellmäßig gemessene Wasserspiegelgefälle lag hier in den Grenzen zwischen 0,00233 und 0,00267.

6.22 Maximale Kräfte auf Grund von Modellversuchen und Vergleich mit den Ergebnissen nach der analytischen Berechnung

Die Messung und Registrierung der Trossenkräfte eines im Oberhafen bzw. Unterhafen liegenden Schiffes erfolgte nach der gleichen Methode wie die Aufzeichnung der Längskräfte eines in Kammermitte vertäuten Schiffes und ist in Abschn. 3.23 ausführlich beschrieben worden (Abb. 26). Der Verlauf der Trossenkräfte während des Schleusungsvorganges bei den verschiedenen vorgegebenen Hubgeschwindigkeiten der Verschlußorgane zeigte ein ähnliches Bild wie die registrierten Kurven für die Längskräfte eines in der Kammer liegenden Schiffes. (beispielsweise siehe Abb. 60 u. 61). Die Maximalwerte davon wurden in der Abb. 72 graphisch angegeben, daneben die max. Kräfte, die durch vorzeitiges Betätigen der Torverschlüsse zur beschleunigten Ausspiegelung auftraten. An Hand der Graphik läßt sich sagen, daß die Trossenkräfte durch den Entnahmesunk im Oberhafen erheblich höher liegen als die entsprechenden Kräfte infolge des Füllschwallis im Unterhafen. Bei der Kammerfüllung z. B. mit $V_S = 12 \text{ mm/s}$ wurden an dem im Oberhafen liegendem Schiff

Trossenkräfte bis 2,58 t gemessen; bei der um 20 % schnelleren Entleerung ($V_s = 15 \text{ mm/s}$) dagegen im Unterhafen nur bis 1,92 t. Ferner erkennt man, daß die gemessenen max. Kräfte im Oberhafen größer sind als die max. resultierenden Trossenkräfte eines in Kammermitte liegenden Schiffes während desselben Füllvorganges, desgleichen die max. Kräfte durch das vorzeitige Ausspiegeln mit Hilfe des Klapptores. Die entsprechenden max. Kräfte durch den Füllschwall im Unterhafen zeigten dagegen etwas kleinere Werte, die max. Kräfte infolge des vorzeitigen Anspringens des Hubtores lagen in derselben Größenordnung wie bei dem in der Kammer befindlichen Schiff. Die zahlenmäßigen Angaben lassen sich aus den entsprechenden Graphiken entnehmen. In der Abb. 73 wurden außerdem die max. Trossenkräfte, die durch den Entnahmesunk am Schiff im Oberhafen entstehen, bei verschiedenen Kammerzuflüssen aufgetragen. Zum Vergleich mit den berechneten Werten an Hand der Neigungskraft ergaben sich ca. 0,2 t bis 0,6 t kleinere Versuchswerte.

Abschließend wurde auf der Abb. 74 die max. Trossenkraft eines im Vorhafen wartenden 1000 t-Regelkahnes in Abhängigkeit von der Wellenneigung und der Trossenlänge nach [29] wiedergegeben. Die Berechnung erfolgte auf Grund der angegebenen Gleichung. Als Elastizitätsmodul für die Trosse wurde $E = 1100 \text{ t/cm}^2$ angenommen, als Vorspannkraft einheitlich für alle Trossenlängen $P_0 = 30 \text{ kg}$ gewählt. Das Diagramm zeigt, daß die Größe der max. Trossenkraft mit der Wellenneigung J_w zunimmt. Die Zunahme der Trossenkraft ist dabei umso stärker, je länger die Trosse ist. Die Trossen sollen deshalb möglichst kurz und straff gehalten werden, da dann die Bewegungsmöglichkeit des Schiffes nur gering ist und damit die Größe der Kraftspitzen in den Trossen in zulässigen Grenzen bleibt. In der Praxis betragen die Trossenlängen beim Festlegen des Schiffes an den Dalben im Mittel zwischen 4,0 und 8,0 m. Ihre jeweilige Länge wird dabei durch die Lage der Dalben und Schiffspoller zueinander bestimmt.

7. Schlußbetrachtungen

Die Arbeit zeigt an Hand der durchgeführten Untersuchungen, daß es möglich ist, große Fallhöhen von 30,0 m und mehr mit Hilfe einer Schleuse zu überwinden, ohne die zulässigen Trossenkräfte zu überschreiten bzw. die Schleusungszeiten zu sehr auszudehnen. Dabei ergaben sich für die untersuchten drei Varianten mit den gewählten Abmessungen bei einer vorgegebenen mittleren Hubgeschwindigkeit der Verschlußorgane von ca. 8 mm/s die brauchbarsten Daten. Diese lassen sich noch verbessern, wenn man den ersten Füllschwall energisch begegnet, die auch die größten Trossenkräfte zur Folge haben und innerhalb der ersten Füllphase auftreten, wo die größte sekundliche Zunahme des Zuflusses stattfindet. Einmal könnte der Schützhub der Verschlußorgane mit zwei verschiedenen Geschwindigkeiten betätigt werden: Zunächst mit $v_s = 6$ bis 8 mm/s bis der gefährliche anfängliche Füllschwall überwunden ist und anschließend mit einer sehr großen Hubgeschwindigkeit der Verschlußorgane, beispielsweise zwischen 15 und 30 mm/s. Letztere hat durch das starke Wasserpolster keine Auswirkungen auf das in der Kammer liegende Schiff. Zu diesem Ergebnis kommt auch REIPLINGER [41], indem er mittels analytischer Abschätzung zeigt, daß wohl am Beginn der 1. Phase des Füllvorganges ein lineares Öffnungsgesetz vorteilhaft erscheint, es aber nicht günstig ist, dieses bis zum Ende der Öffnungszeit t_1 beizubehalten. Zu große Füllquerschnittsflächen wären die Folge - unter Einhaltung einer minimalen Füllzeit mit den entsprechenden zulässigen Trossenkräften - und stellen keine gute Lösung dar. Zweckmäßiger ist es, das Verschlußorgan zunächst sehr langsam und gleichmäßig zu heben. Anschließend daran kann dann rascher - gleichmäßig oder auch ungleichmäßig - jeweils den gegebenen örtlichen Verhältnissen innerhalb der 1. Füllphase weiter geöffnet werden. Zum anderen können auch bauliche Maßnahmen zum Ziel führen. Beispielsweise sind in dem sowjetischen Fachbuch [35.] u. a. bewährte Füll- und Entleerungssysteme bei großen Fallhöhen angegeben. Darin ist ein interessantes System beschrieben, wo zunächst eine Kammer im Oberdrempe!l gefüllt wird, die den ersten unbeliebten Füllschwall abschwächt, um dann ihr Wasser in die eigentliche Schleusen-kammer verhältnismäßig ruhig abzugeben. Die angegebenen Füll- und Entleerungssysteme bestehen meistens aus Grundläufen.

Die Modellversuche ergaben für die Variante III die besten Werte. Das heißt aber nicht, daß die Grundlauf-Variante auch ökonomisch gesehen die beste Lösung darstellt. Grundläufe sollen bekanntlich nur bei sehr breiten Schleusen und gutem Baugrund angewendet werden, außerdem sind sie stets teurer als die anderen Systeme. Daher müßte erst einmal die Variante I vom baulichen Standpunkt aus eingehend untersucht werden, da sie bei den hydraulischen Versuchen auch relativ gute Ergebnisse zeigte. Beispielsweise könnten vor die Austrittsöffnungen der Stichkanäle angebrachte parallel zur Kammerachse verlaufende Leitwände dazu beitragen, die bei der Füllung auftretenden großen Querkräfte abzuschwächen und somit die Charakteristik zu verbessern. Ferner müßten auch die Querschnittsabmessungen noch weiter variiert werden. Erst dann wären konkrete Angaben über die Zweckmäßigkeit der einzelnen Füll- und Entleerungssysteme angebracht.

Die Ausführungen in Abschnitt 6 zeigen, daß während einer Schleusung auch die Vorgänge mit den Auswirkungen in den Vorhäfen betrachtet werden müssen. Oft sind hier die Trossenkräfte des an einem ungünstigen Platz liegenden Schiffes größer als die entsprechenden Kräfte eines in der Kammer wartenden Schiffes. Bei den Modellversuchen traten die größten Trossenkräfte an einem im Oberhafen liegendem Schiff auf und sind eine Funktion der Ausbildung, Lage und Größe der Einlauföffnungen. Zur Erreichung der optimalen Lösung wäre auch hier die Untersuchungen mehrerer Varianten erforderlich.

Während der Schleusung müssen vor allem die Probleme der Wasserversparnis in Betracht gezogen werden, da sonst der Wasserverlust bei dem großen Kammerinhalt enorm ist. Hier wären Untersuchungen über die Anzahl und die zweckmäßigste Anordnung von Sparbecken ratsam, um den Wasserverbrauch beim Füll- und Entleerungsvorgang auf ein Minimum herabzudrücken. Bei den großen amerikanischen Flußschleusen spielt bekanntlich der Wasserverlust keine Rolle. Die angeführten Faktoren zeigen, daß vorrangig die Art der Schiffshebeanlage zu wählen ist. Neben den Schleusen unterscheiden wir senkrechte Hebewerke, geneigte Ebenen mit Längs- und Querförderung und senkrechte Hebewerke als Treppe mit kurzen Zwischenhaltungen, die alle ohne bzw. fast ohne Wasserverlust

arbeiten. In [42] wurde eine ausführliche Zusammenstellung dieser bisher gebauten Anlagen gegeben und Hinweise für die Gestaltung neuer Bauwerke erarbeitet. DIETRICH [43] stellte vergleichende Betrachtungen über die zweckmäßigste Art der verschiedenen Abstiegsbauwerke an. Durch Vergleichsrechnungen ermittelte er allgemeingültige Werte über die Leistungsfähigkeit, den Zeitaufwand zur Überwindung der Hubhöhe für verschiedene Schiffe, den Wasserbedarf in Abhängigkeit von den Haltungsängen und die Geländeneigung. Somit wird eine Vergleichbarkeit mehrerer Vorschläge für die entsprechende Schiffshebeanlage ermöglicht. Da diese Vergleichsrechnungen für Hubhöhen zwischen 20 m und 120 m durchgeführt wurden, lassen sich in bezug auf die angegebenen Bedingungen schon gewisse Vorentscheidungen bei der Aufstellung von Vorentwürfen treffen.

Bei der Projektierung zukünftiger Schleusen ist daneben auch die Ökonomik zu berücksichtigen. MÄSIAR [36] fordert z. B., daß stets das ökonomische Problem zuerst zu lösen ist. Man muß für die betreffende Wasserstraße untersuchen, was für eine Verkehrsdichte vorhanden ist und was für Schiffsarten darauf verkehren (Schubboote, Selbstfahrer, Schleppzüge). Danach werden die Abmessungen der Kammer festgelegt und zum Schluß wird das hydraulisch günstige Füllsystem bestimmt. Kammerabmessungen von 30 m x 230 m können mit den üblichen Füllsystemen noch gut bewältigt werden.

Die Berücksichtigung der angeführten Gesichtspunkte sowie die Bearbeitung der noch offenstehenden Fragen dieses Problems werden es ermöglichen, bei einem Schleusenprojekt mit großem Gefälleunterschied ein Bauwerk nach den neuesten baulichen, hydraulischen und wirtschaftlichen Erkenntnissen zu errichten.

Literaturverzeichnis

- BAW [1] VOLLMER, P.: Über die Entwicklung im Bau von Binnenschiffahrtsschleusen in Deutschland. Studien zu Bau- und Verkehrsproblemen der Wasserstraßen. Herausgegeben vom Bundesverkehrsministerium; Offenbach am Main 1949
- BAW [2] RALPH, L. u. BLOOR, M.: Lock sizes for inland waterways. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, Bd. 76 (1950), H. 1, T. 1
- [3] BLASIUS, H.: Berechnung der Kräfte, die die Schiffe in Schleusenammern durch das Winströmen des Wassers erfahren. Glasers Ann. 1912
- [4] KREY, H.: Neuere Versuche für Schiffsschleusen. Zentralblatt d. Bauverw. 1914
- [5] WINKEL, R.: Die hydromechanischen Vorgänge beim Schleusen eines Schiffes. Bautechnik 1923
- [6] WINKEL, R.: Die Wasser- und Schiffsbewegungen beim Schleusenbetrieb mit langen und kurzen Umläufen. Zentralblatt d. Bauverw. 1924
- [7] WINKEL, R.: Die Schleusungsdauer bei langsamen Zuflüssen. Zentralblatt d. Bauverw. 1925
- BAW [8] SCHÄFER, A.: Das neuzeitliche Füllen und Entleeren von Kammerschleusen. Bautechnik 1939
- [9] BURKHARDT, E.: Die hydraulische Entwicklung der Kammerschleuse. Bautechnik 1949
- BAW [10] WITTMANN, H. u. BLEINIS, W.: Hydromechanische Vorgänge bei der Schleusenfüllung. Studien zu Bau- und Verkehrsproblemen der Wasserstraßen. Herausgegeben vom Bundesverkehrsministerium; Offenbach a.M. 1949
- BAW [11] WICKERT, G.: Abhängigkeit und Größe der Schiffskräfte bei Kammerfüllung durch das Obertor mit tiefliegendem Drempel. Dissertation, TH Karlsruhe 1951

- [12] BLEINES, W.: Die Schleusenfüllung als Schwingungsproblem.
Dissertation, TH Karlsruhe 1943
- [13] LAUFER, M.: Modellversuche an einer Binnenschiffahrtsschleuse ohne Sparkammern mit großem Gefälle.
Zeitschrift für Bauwesen 1931,
H. 3 und Zentralblatt der Bauverwaltung
1931, Nr. 25
- [14] WÜSSNER, O.: Das Füllen von Schleusen durch Längskanäle mit Stichkanälen.
Die Wasserwirtschaft 1951, Nr. 10 BAW
- [15] DEHNERT, H.: Schleusen und Hebewerke
Springer-Verlag Berlin/Göttingen/
Heidelberg, 1954 BAW
- [16] PRESS, H.: Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen.
Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1956 BAW
- [17] CHLUM, A.: Wasserwirtschaftlicher Ausbau der Vltava.
Prag 1961
- [18] DUMAS, F.: Canal locks of the northern region and the Rhone.
The Dock and Harbour Authority, Bd. 31
(1950) Nr. 359
- [19] BUNNIES: Die Schleuse von St. Pierre.
Bauingenieur 1953, H. 4 BAW
- [20] WICKERT, G.: Der Rhône-Seitenkanal Donzère-Mondragon.
Hansa 1953, S. 1441
- [21] GRIFFIN, M.: Influence of model testing on lock design.
Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, Bd. 76
(1950) H. 1, T. 1 BAW
- [22] Hafenbautechn. Gesellschaft Handbuch für Hafenbau und Umschlagstechnik.
Hansa-Verlag 1953 BAW
- [23] WICKERT, G.: Die größte Schachtschleuse der Welt.
Hansa 1954, S. 1719
- [24] EMMONS, W.F. u. LAVIK, O.: Deepening of Wilson Lock eliminates third lockage.
Journal of the Waterways and Harbours Division, Proceed. Americ. Soc. Civ. Engrs.,
Bd. 85, Nr. WW3, Sept. 1959, Teil 1 BAW

- BAW [25] WEHR SCHÜTZ, F.: Füll- und Entleerungssysteme von Schiffsschleusen mit großen Fallhöhen. Mitt. d. Inst. f. Wasserwirtschaft, Grundb. u. konstr. Wasserbau der TH Graz, 1962, H. 7
- BAW [26] SCHMIDT, M.: Gerinnehydraulik. Bauverlag Wiesbaden, 1957
- BAW [27] SCHOKLITSCHE, A.: Handbuch des Wasserbaues. Springer-Verlag Wien, 1960
- BAW [28] KNAPP, F.H.: Ausfluß, Überfall und Durchfluß im Wasserbau. Verlag G. Braun, Karlsruhe 1960
- [29] PARTENSCHKY, H.W.: Der Einfluß der Schleusenfüllungen auf den Wasserstand und die Schifffahrt in einer Kanalhaltung. 144. Arbeit aus dem Th.-Rehbock-FlußbauLaboratorium d. TH Karlsruhe 1957
- [30] HOFFMANN, W.: Studien zum Thema "Füllen und Leeren von Schleusen". Wissensch. Zeitschr. d. Hochschule f. Verkehrswesen Dresden; 5 (1957) H. 4
- BAW [31] STROCK, O.: Grund- und Wasserbau in praktischen Beispielen, II. Bd. Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1950
- [32] Bericht über die TWZ-Reise in die CSSR vom 18.11. - 2.12.1962. Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin (unveröffentlicht)
- [33] МИХАЙЛОВ, А.Б. ГОЛОВНЫЕ СИСТЕМЫ ПИТАНИЯ СУДОХОДНЫХ ШЛЮЗОВ И ИХ РАСЧЕТ ИЗДАТЕЛЬСТВО МИНИСТЕРСТВА РЕЧНОГО ФЛОТА СССР, МОСКВА 1951
- MICHAÏLOW, A.B. Hauptfüllsysteme von Schiffsschleusen und ihre Berechnung Verlag d. Min. d. Binnenflotte der UdSSR, Moskau 1951
- BAW [34] GROSNER, W.: Schwall, Sunk und Wassersprung. Der Bauingenieur 1960, H. 8
- [35] КАЧАНОВСКИЙ, Б.Д. ГИДРАВЛИКА СУДОХОДНЫХ ШЛЮЗОВ ИЗДАТЕЛЬСТВО МИНИСТЕРСТВА РЕЧНОГО ФЛОТА СССР, МОСКВА 1951
- BAW KAČANOVSKIJ B.D. Hydraulik der Schiffsschleusen Verlag d. Min. d. Binnenflotte der UdSSR, Moskau 1951

- [36] MÄSIAR, K.: Hlavné spôsoby zvyšovania doprovnej
vykonnosti vodnej cesty
Vydavateľstvo Slovenskej Akadémie
Vied, Bratislava 1962
- [37] BÖHMER, H.: Das Donaukraftwerk Aschach.
Die Wasserwirtschaft 1962, H. 8 BAW
- [38] Die Rhône-Staustufe Montélimar.
Die Wasserwirtschaft 1956, H. 8 BAW
- [39] WOBUS, G.: Das Wasserkraftwerk bei Stalingrad
im Vollbetrieb.
Wasserwirtschaft-Wassertechnik 1961
H. 7
- [40] RICHARDSON, G.: Navigation Lock at Ice Harbour.
The Dock and Harbour Authority;
1964, März-Heft
- [41] REITTLINGER, J.: Beitrag zum Schleusenfüllungsvorgang.
Österr. Wasserwirtschaft 1964, H. 1/2 BAW
- [42] SIMONS, H.: Über die Gestaltung von Schiffshebe-
werken.
Mitt. d. Franz.-Inst. d. TH Hannover,
H. 11, Hannover 1957 BAW
- [43] DIETRICH, E.: Untersuchungen über die zweckmäßig-
ste Ausbildung von Schiffshebeanla-
gen unter besonderer Berücksichtigung
des Betriebes und des Wasserhaushaltes.
Forschungsarbeit 1963 (unveröffentl.)

Verzeichnis der Abbildungen

- Abb. 1 Speicherschachtschleuse Minden i.W.
- 2 Querschnitt der Sparschleusen Minden i.W. und Anderten
- 3 Zwillingschachtschleuse Eisenhüttenstadt/O.
- 4 " " " "
- 5 Schleuse Saint Pierre der Rhone-Staustufe Donzère-Mondragon
- 6 Längsschnitt der Schleuse Donzère-Mondragon
- 7 Füll- und Entleerungseinrichtungen der Schleuse Donzère-Mondragon
- 8 Querschnitt der Schleusenkammer von Donzère-Mondragon
- 9 Füllrichtungen der Schleusen des Tennessee
- 10 Bonneville-Schleuse am Columbia-River in Oregon
- 11 Lageplan der Stauhaltung am Columbia-River mit der Schleuse Mc Nary
- 12 Querschnitt durch die Kammer der Mc Nary-Schleuse
- 13 Füll- und Leereinrichtungen der Mc Nary-Schleuse
- 14 Torflügel der Mc Nary-Schleuse
- 15 Ansicht der neuen Wilson-Schleuse
- 16 Grundriß und verschiedene Schnitte durch die neue Wilson-Schleuse nach [24]
- 17 Blick auf die Stauanlage Ice Harbour mit der zur Zeit höchsten Schleuse der Welt
- 18 Unterhaupt mit dem Hubtor der Schleuse Ice Harbour
- 19 Grundriß und Schnitt der Ice Harbour-Schleuse mit Füll- und Entleerungssystem (nach [40])
- 20 Einzelheiten der Füll- und Entleerungseinrichtungen in der Kammer der Ice Harbour-Schleuse (nach [40])
- 21 Füllung der Schleusenkammer Ice Harbour
- 22 Zusammenstellung der wichtigsten Kenngrößen über die höchsten Schleusen in der Welt
- 23 Lageplan des Schleusenmodells
- 24 MeReinrichtungen des Schleusenmodells

- Abb. 25 Gesamtansicht des Schleusenmodells vom Unterhafen aus
- 26 Oberer Vorhafen mit vor der Schleuseneinfahrt liegendem Modellschiff und Registriervorrichtung für die Trossenkräfte
- 27 Oberhaupt der Modellschleuse mit Einlauföffnungen
- 28 Blick in die 60 cm breite und 2 m tiefe Schleusenkammer mit eingebauten Schwimmern
- 29 Unterhaupt der Schachtschleuse mit geöffnetem Hubtor
- 30 Trommel zur Registrierung der Füllkurven beim Schleusungsvorgang
- 31 Zentrales Schaltpult mit Gleichrichter
- 32 Schiefe Ebene zum Bedienen der Rollkeilschütze am Oberhaupt
- 33 Schiefe Ebene zum Bedienen des Hubtores sowie der Rollkeilschütze am Unterhaupt
- 34 Blick auf das in Kammermitte liegende Schiff vor dem Schleusungsvorgang. Füll- und Entleerungssystem: Längsumläufe mit Stichkanälen
- 35 Lage des Schiffes in halber Hubhöhe während des Schleusungsvorganges
- 36 Lage des Schiffes in der Kammer kurz vor Ausspiegelung mit dem Oberwasser
- 37 Blick auf die Registriervorrichtungen der Trossenkräfte (Längs- und Querkräfte) des in Kammermitte liegenden Schiffes nach der Füllung
- 38 Turbulente Wasserbewegung vor den Auslässen am Unterhaupt während des Entleerungsvorganges
- 39 Blick auf das Einlaufsystem der Schleuse mit angeschlossenem Grundlauf
- 40 Blick auf das Entleerungssystem der Schleuse mit angeschlossenem Grundlauf
- 41 Maximale sekundliche Zunahme des Zuflusses während der 1. Füllphase bei verschiedenen Zuflußbeiwerten μ
- 42 Maximale sekundliche Zunahme des Zuflusses während der 1. Füllphase bei verschiedenen Hubhöhen
- 43 Zum maximalen Zufluß Q_{\max} gehörige Füllzeiten t_{\max} bei verschiedenen Zuflußbeiwerten μ

- Abb. 44 Zum maximalen Zufluß Q_{\max} gehörige Füllzeiten t_{\max} bei verschiedenen Hubhöhen
- 45 Maximaler Zufluß während der Füllung bei verschiedenen Zuflußbeiwerten μ
- 46 Maximaler Zufluß während der Füllung bei verschiedenen Hubhöhen
- 47 Füll- bzw. Leerzeiten T bei verschiedenen Zuflußbeiwerten μ
- 48 Füll- und Leerzeiten T bei verschiedenen Hubhöhen
- 49 Analytische Füllungsberechnung für eine Schleuse 165 m x 12 m mit $H_{\text{ges}} = 30,0$ m bei einer Hubgeschwindigkeit der Rollkeilschütze $V_s = 6$ mm/s
- 50 Füllungsberechnung für eine Schleuse 165 m x 12 m mit $H_{\text{ges}} = 30,0$ m bei einer Hubgeschwindigkeit der Rollkeilschütze $V_s = 6$ mm/s (zeichn. Auftragung)
- 51 Analytische Füllungsberechnung für eine Schleuse 165 m x 12 m mit $H_{\text{ges}} = 30,0$ m bei einer Hubgeschwindigkeit der Rollkeilschütze $V_s = 12$ mm/s
- 52 Füllungsberechnung für eine Schleuse 165 m x 12 m mit $H_{\text{ges}} = 30,0$ m bei einer Hubgeschwindigkeit der Rollkeilschütze $V_s = 12$ mm/s (zeichn. Auftragung)
- 53 Füll- und Zuflußkurve aus Modellversuchen für $V_s = 12$ mm/s bei Füll- und Entleerungssystem Variante I
- 54 Maximale Steigegeschwindigkeit des Kammerwasserspiegels aus analytischem Verfahren und Modellversuchen
- 55 Maximaler Zufluß Q_{\max} aus analytischen Verfahren und Modellversuchen
- 56 Zu Q_{\max} gehörige Füllzeiten t_{\max} aus analytischen Verfahren und Modellversuchen
- 57 Maximale sekundliche Zunahme des Zuflusses $\left(\frac{dQ}{dt}\right)_{\max}$ bzw. $\left(\frac{\Delta Q}{\Delta t}\right)_{\max}$ aus analytischen Verfahren und Modellversuchen
- 58 Füllzeiten T aus analytischen Verfahren und Modellversuchen
- 59 Verhältnis $\frac{Q_{\max}}{Q_m}$ bzw. $\frac{s_{\max}}{s_m}$ aus analytischen Verfahren und Modellversuchen
- 60 Verlauf der Trossenkräfte während des Schleusungsvorganges eines in Kammermitte liegenden Schiffes. Füll- und

Entleerungssystem Variante I; $V_s = 6 \text{ mm/s}$

- Abb. 61 Verlauf der Trossenkräfte während des Schleusungsvorganges eines in Kammermitte liegenden Schiffes. Füll- und Entleerungssystem Variante I; $V_s = 12 \text{ mm/s}$
- 62 Verlauf der Trossenkräfte während des Schleusungsvorganges eines in Kammermitte liegenden Schiffes. Füll- und Entleerungssystem Variante II; $V_s = 6 \text{ mm/s}$
- 63 Verlauf der Trossenkräfte während des Schleusungsvorganges eines in Kammermitte liegenden Schiffes. Füll- und Entleerungssystem Variante II; $V_s = 12 \text{ mm/s}$
- 64 Verlauf der Trossenkräfte während des Schleusungsvorganges eines in Kammermitte liegenden Schiffes. Füll- und Entleerungssystem Variante III; $V_s = 6 \text{ mm/s}$
- 65 Verlauf der Trossenkräfte während des Schleusungsvorganges eines in Kammermitte liegenden Schiffes. Füll- und Entleerungssystem Variante III; $V_s = 12 \text{ mm/s}$
- 66 Ergebnisse der Trossenkraftmessungen eines in Kammermitte liegenden Schiffes (Schleusenmodell Variante I)
- 67 Ergebnisse der Trossenkraftmessungen eines in Kammermitte liegenden Schiffes (Schleusenmodell Variante II)
- 68 Ergebnisse der Trossenkraftmessungen eines in Kammermitte liegenden Schiffes (Schleusenmodell Variante III)
- 69 Maximale resultierende Trossenkräfte (Längs- und Querkräfte eines in Kammermitte liegenden Schiffes bei verschiedenen Füll- und Entleerungssystemen (aus Messungen am Schleusenmodell))
- 70 Maximale Sunkttiefen im Oberhafen beim Füllen der Kammer nach analytischen Verfahren und Modellversuchen. Füll- und Entleerungssystem: Variante I
- 71 Maximale Sunkttiefen im Oberhafen beim Füllen der Kammer und maximale Schwallhöhen im Unterhafen beim Leeren der Kammer aus Modellversuchen. Füll- und Entleerungssystem: Variante I
- 72 Maximale Trossenkräfte eines in den Vorhafen wartenden Schiffes (ungünstigster Liegeplatz) aus Messungen am Schleusenmodell. Füll- und Entleerungssystem: Variante I
- 73 Maximale Trossenkräfte eines im Vorhafen am ungünstigsten Liegeplatz wartenden Schiffes aus Berechnungen mittels der Wellenneigung und aus Modellversuchen. Füll- und Entleerungssystem: Variante I
- 74 Maximale Trossenkraft eines im Vorhafen wartenden Schiffes in Abhängigkeit von der Wellenneigung und der Trossenlänge nach PARTENSCHKY [29]

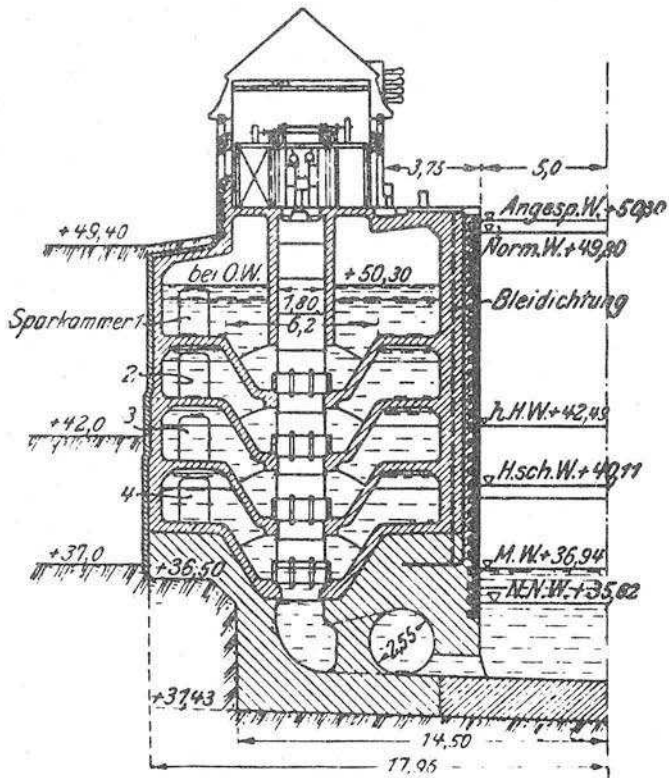


Abb. 1 Speicher-schachtschleuse
Minden i.W.

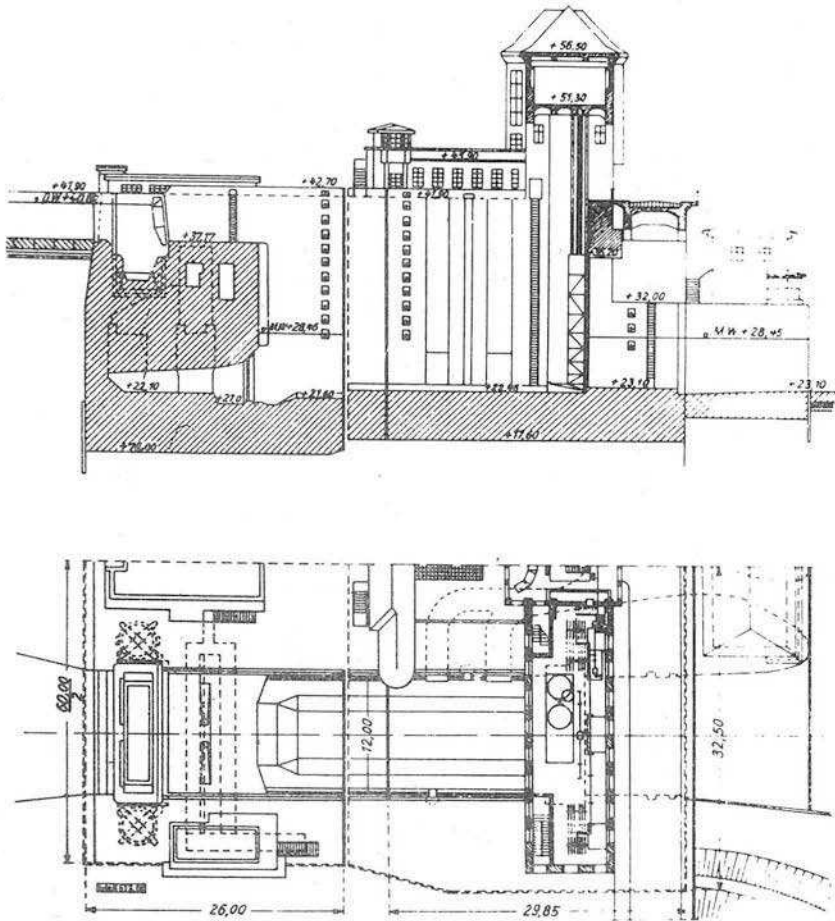


Abb. 3 Zwillingsgeschachtschleuse Eisenhüttenstadt/O.
(Längsschnitt durch das Ober- u. Unterhaupt)

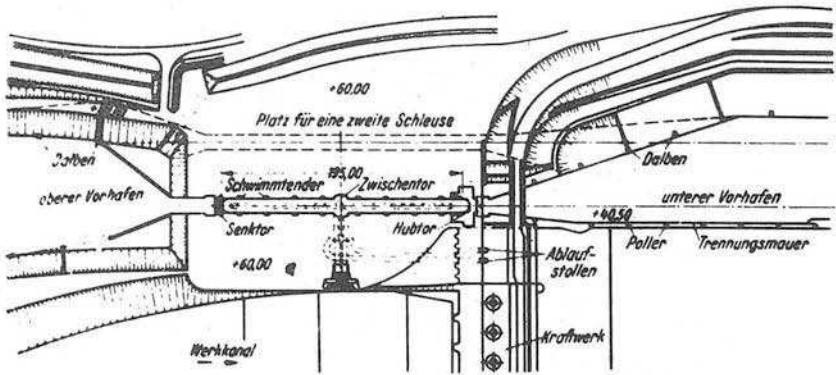


Abb. 5 Schleuse Saint Pierre der Rhône-Staustufe Donzère-Mondragon (Lageplan)

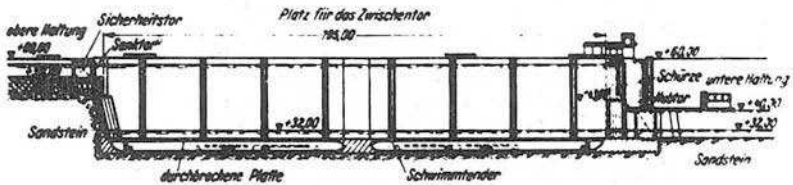


Abb. 6 Längsschnitt der Schleuse Donzère-Mondragon

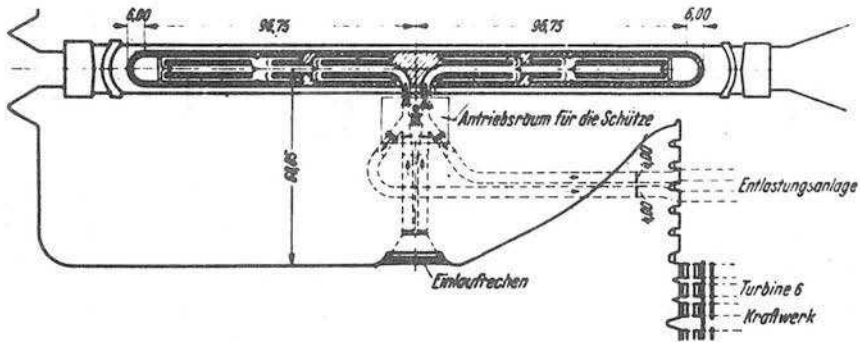


Abb. 7 Füll- und Entleerungseinrichtungen der Schleuse Donzère-Mondragon

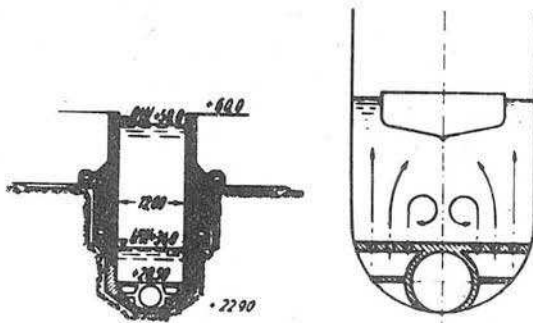


Abb. 8 Querschnitt der Schleusenammer von Donzère-Mondragon (rechts: Selbsttätige Zentrierung des Schiffes in der Kammer)

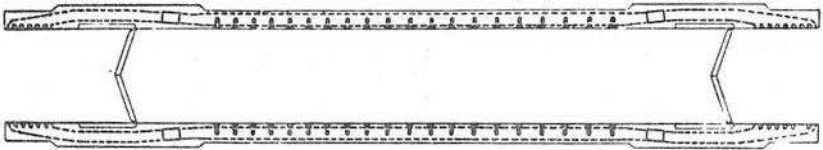


Abb. 9 Fülleinrichtungen der Schleusen des
Tennessee ("Conventional Type")

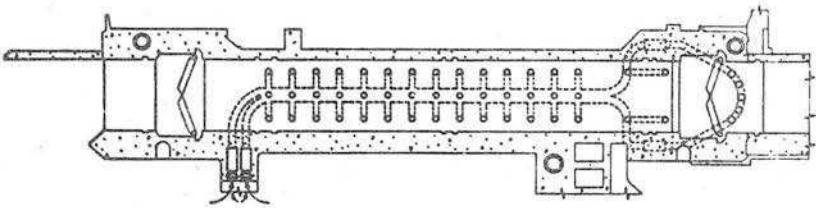


Abb. 10 Bonneville-Schleuse am Columbia-River
in Oregon

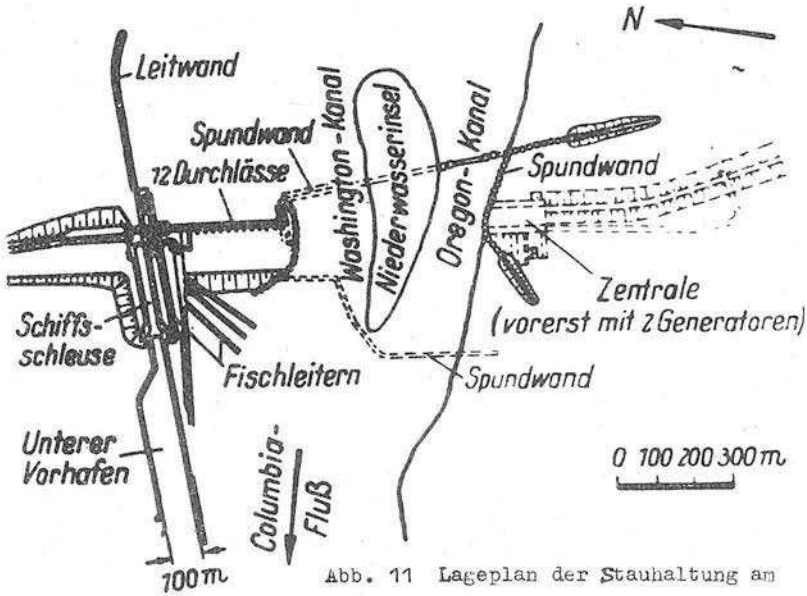


Abb. 11 Lageplan der Stauhaltung am Columbia-River mit der Schleuse Mc Nary

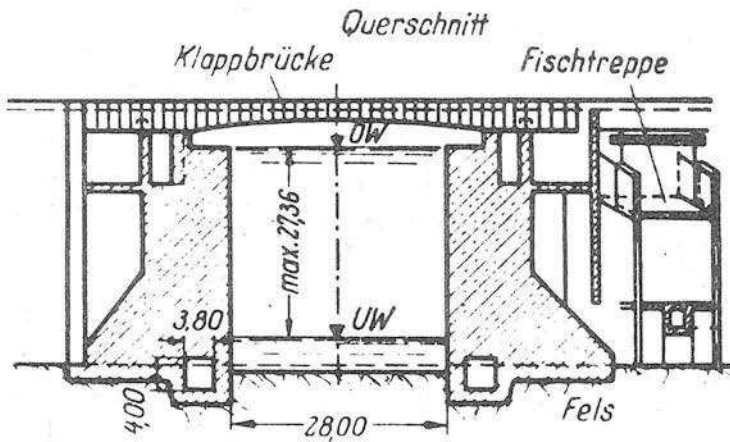


Abb. 12 Querschnitt durch die Kammer der Mc Nary-Schleuse

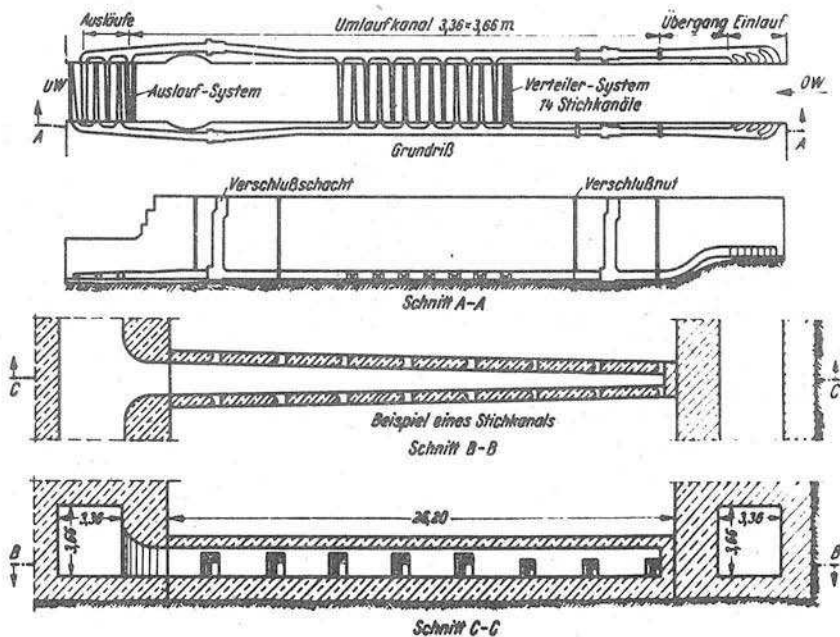


Abb. 13 Füll- und Leereinrichtungen der Mc Nary-Schleuse

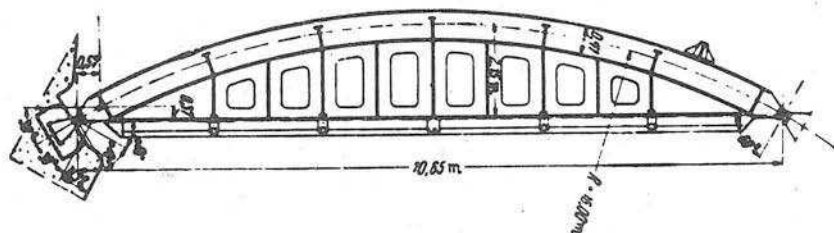


Abb. 14 Torflügel der Mc Nary-Schleuse

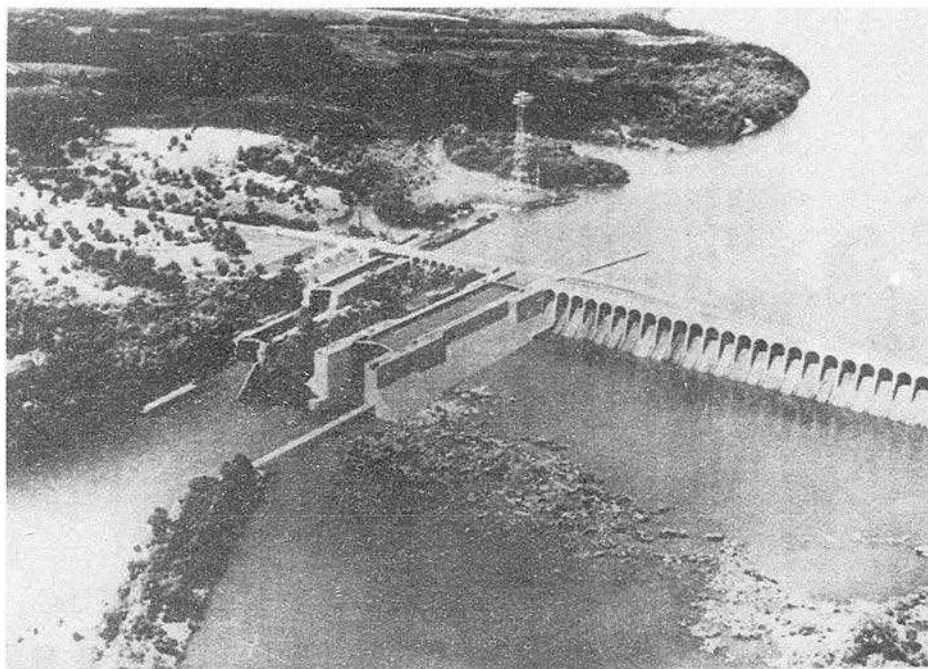


Abb. 15 Ansicht der neuen Wilson-Schleuse
rechts neue Schleuse, links alte Schleusentreppe

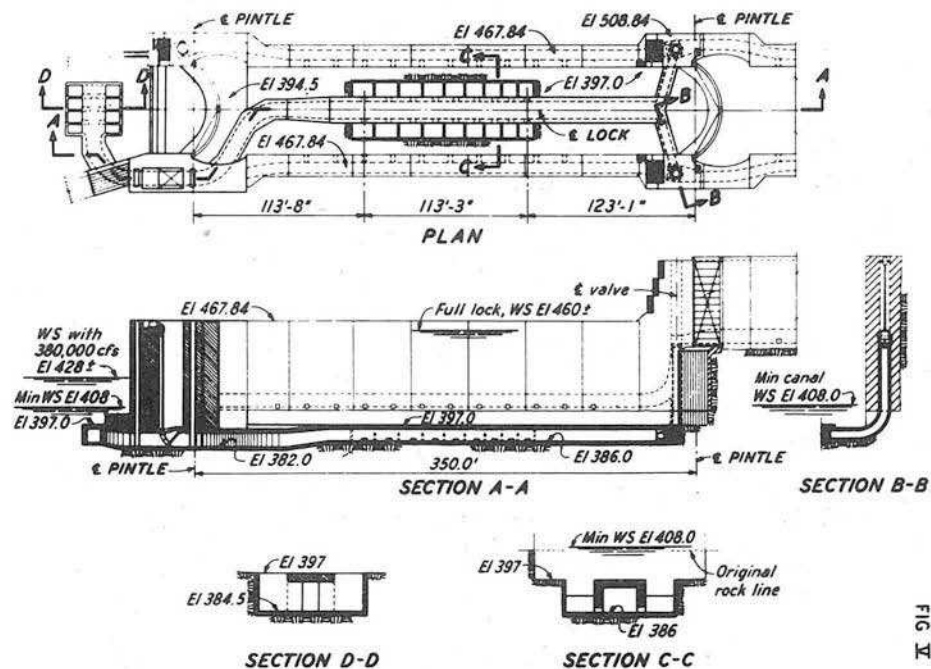


FIG. 1

Abb. 16 Grundriß und verschiedene Schnitte durch die neue Wilson-Schleuse nach [24]

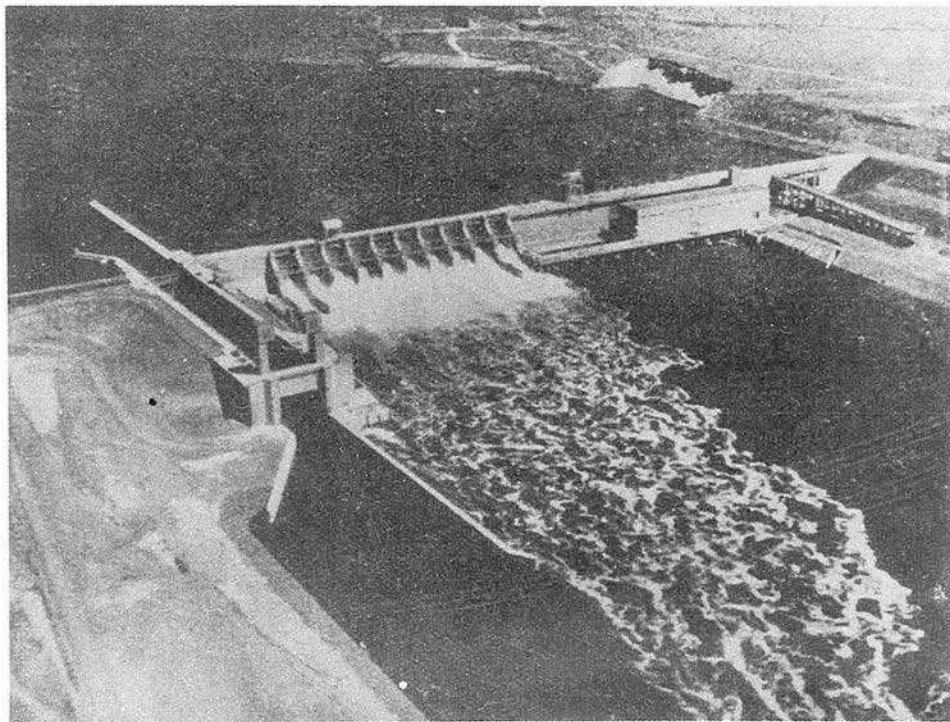


Abb. 17 Blick auf die Stauanlage Ice Harbour mit der zur
Zeit höchsten Schleuse der Welt

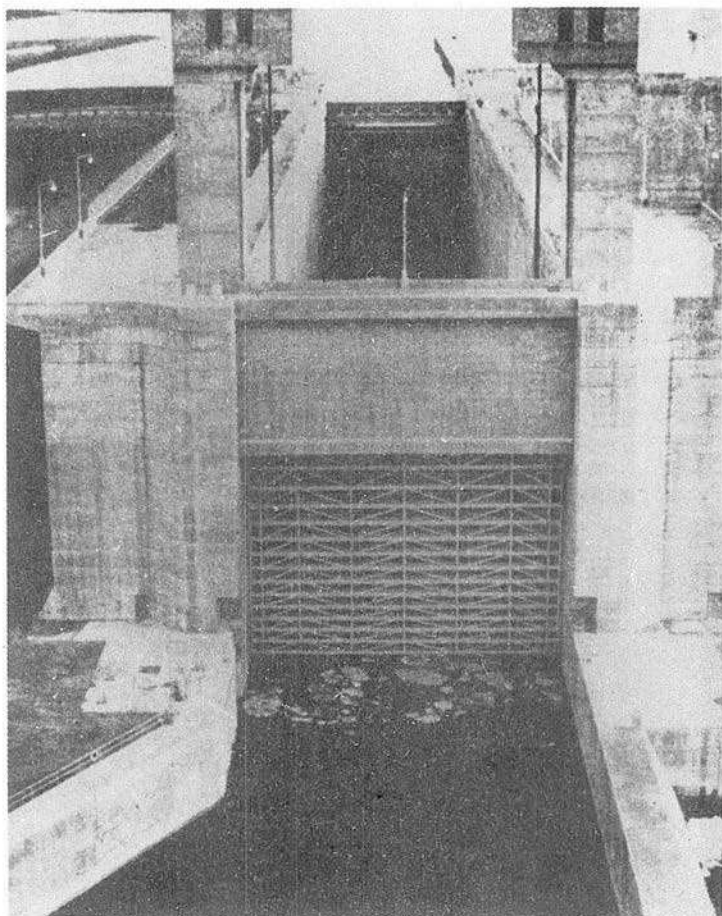
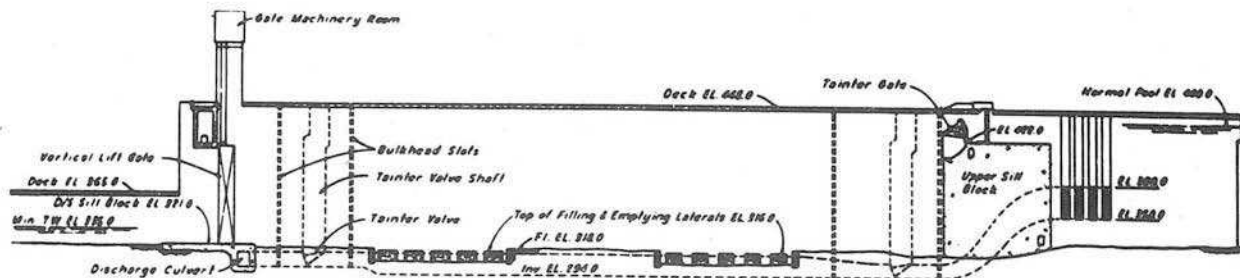


Abb. 18 Unterhaupt mit dem Hubtor der Schleuse
Ice Harbour (Im Hintergrund ist das Obertor
ersichtlich)



SECTION AT LOCK 1

SCALE IN FEET
0 25 50

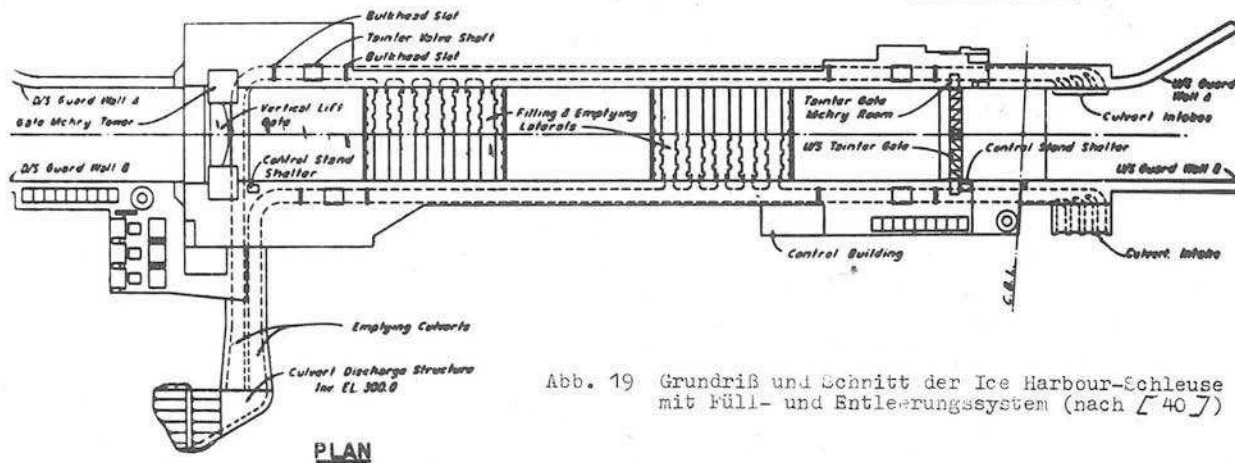


Abb. 19 Grundriß und Schnitt der Ice Harbour-Schleuse mit Füll- und Entleerungssystem (nach [407])

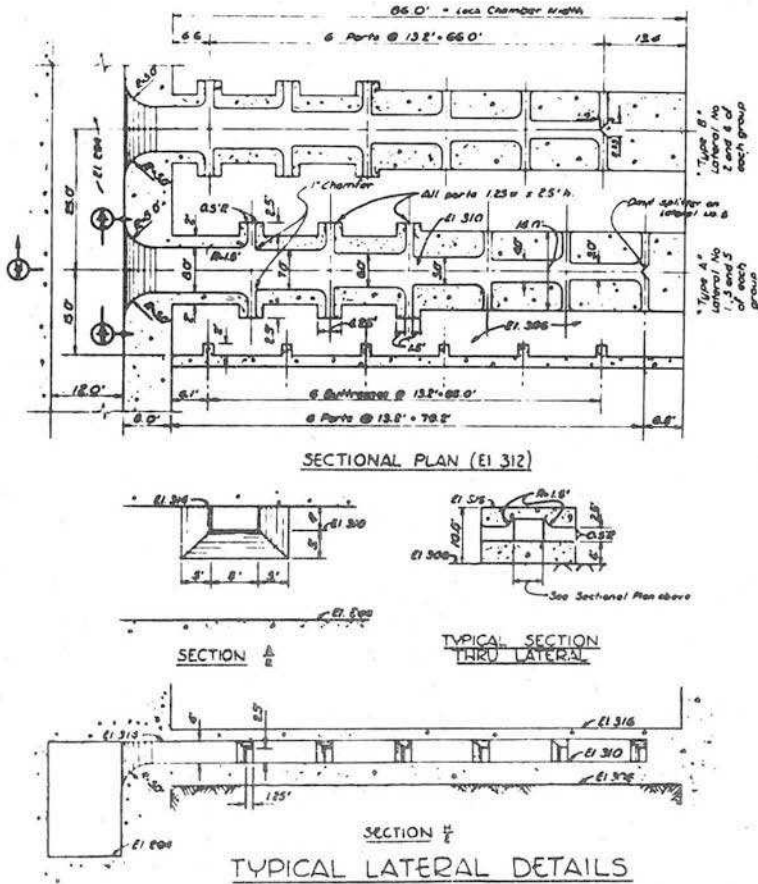


Abb. 20 Einzelheiten der Füll- und Entleerungs-
einrichtungen in der Kammer der Ice Harbour-
Schleuse (nach [40])

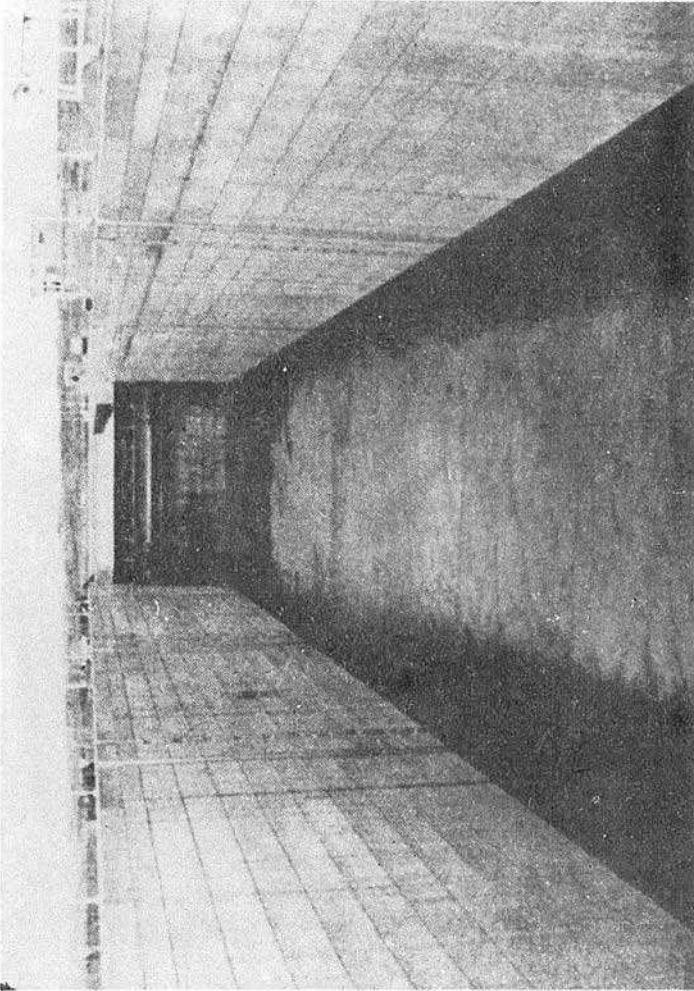


Abb. 21 Füllung der Schleusenammer Ice Harbour

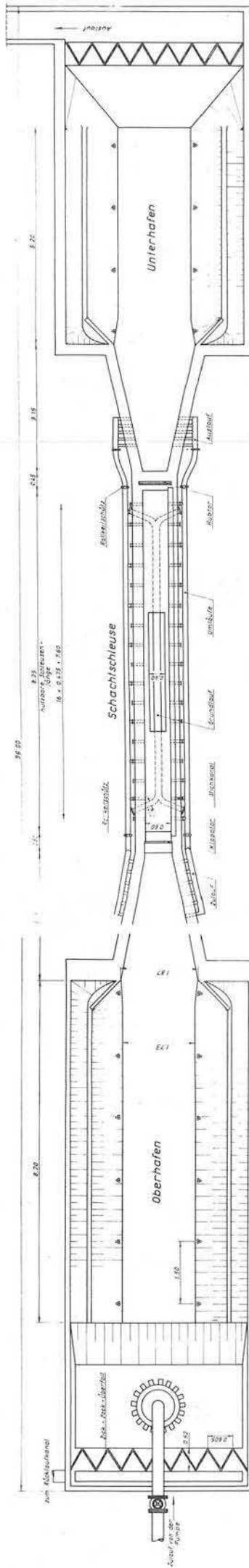
Zusammenstellung der wichtigsten Kenngrößen über die höchsten Schleusen in der Welt

Abb. 22

Name	Gewässer	Innenmaße Nutzlänge Breite	Hubhöhen H max H mittel H min	Füllwasser- Menge 1)	Füll- zeiten	Zufluß		Steige- geschwindigkeit		Füllsystem	Füllschützen	Hubzeit	Verschluß- fläche	Gesamt- fläche der Füll- öffnung	Verschlußorgane				Jahr der Fertig- stellung		
						mittel	maximal	mittel	maximal						Oberhaupt	Unterhaupt					
		m	m	m ³	min. sek.	mittel m ³ /sek	maximal m ³ /sek	mittel m/min	maximal m/min			min., sek	m ²	m ²	Typ	Höhe m	Typ	Höhe m			
Fessenheim (Frankr.)	Rhein - seitenkanal	185 23 (12)	17,0 16,25	72 300 69 100	~ 14	86	115	~ 1,20	1,50	Längskanäle in den Seitenwänden, Mittelkanal, Füllung von der Sohle	Rollkeilsch. mit Leder- dichtung		23,1		Stemm- tor		Hubtor		1956		
Ottmarsheim (Frankr.)	Rhein - seitenkanal	185 23 (12)	18,0 16,40	76 600 69 800	~ 15	85	150	~ 1,20	1,50	System wie bei Fessenheim	Rollkeilsch. mit Leder- dichtung		23,1		Stemm- tor	8,5	Hubtor	~ 15,0	1952		
Bollène Donzère-Mondragon (Frankr.)	Rhône	200 12	26,00 24,00	62 400 57 400	7 - 04	136	~ 239	3,10	~ 6,00	1 Grundkanal Verteilerkanäle in Längsrichtung, Füllung von der Sohle	Rollkeilsch.	4 - 00	19,2		Senktor gewölbt nur auf Druck be- ansprucht		Hubtor halbzylind.		1954		
Aschach (Österr.)	Donau	230 24	17,35 16,18 12,92	(107 700) 95 800 89 300 71 300	12 - 08 11 - 52 11 - 20	(148) 132	228	1,43 1,36 1,14	2,20	2 Grundkanäle Füllschlitze in der Sohle quer zur Längsachse	Rollschützen mit zusätzl. Füllöffnungen	11 - 25 35% IN 4 - 45	32,00	87,40	Stemm- tor		Stemm- tor	22,0	1962 und 1963		
Stěchovice (CSSR)	Moldau	118,4 12,0	20 - 22	28 400 - 31 200						Längsumläufe in den Seitenwänden, Stichkanäle	Rollkeilsch.	v = 38m/min	8,0		Stemm- tor	8,0	Stemm- tor	25,0	1945		
Kuibyschew (SU)	Volga	290,0 30,0	~ 15,0	130 300						1 Grundkanal, Füllschlitze in der Sohle	Rollkeilsch.				Stemm- tor		Stemm- tor		1958		
Bonnerville (USA)	Columbia	152,40 23,16	20,27 17,68 9,14	71 500 62 400 32 300	(11 - 30) 15 - 00	70		1,18		1 Grundkanal in Schleusenachse, Stich- kanäle, kreisförmige Füllöffn.	Segment- sch. mit Druck- lager	(2 - 18)	14,95	47,64	Stemm- tor	13,7	Stemm- tor	31,2	1938		
Mc. Nary (USA)	Columbia	205,74 26,21	28,04 2) 24,39 19,20	151 200 134 800 103 500	16 - 06 15 - 24 14 - 06	157 146 122		1,74 1,62 1,36		Seitenkanäle, Stich- kanäle quer zur Längsachse, Füllung von der Sohle	Segment- sch. erstmalig m. Zuglager	(4 - 00) 7 - 30	24,52	45,17	Stemm- tor	6,7	Stemm- tor	32,3	1953		
Grass River (USA)	St. Lawrence Seaway	262,13 24,38	18,94	98 500	8 - 30	187	378	1,76	3,54	Seitenkanäle, Stichkanäle in den Seitenwänden	System wie bei Mc. Nary	4 - 00	31,22	65,69							
The Dalles (USA)	Columbia	205,74 26,21	27,58 26,67 24,99	148 700 143 800 134 800	10 - 42	210		2,34		System wie bei Mc. Nary	System wie bei Mc. Nary	4 - 12	31,22	61,67	Segment- tor	6,7	Stemm- tor	32,8	1957		
Wilson neue Schleuse (USA)	Tennessee	183,0 33,5	30,5	187 000	12		570	2,52		1 Grundkanal, Füllöffnungen in der Mitte beiderseitig zur Achse	Flach- schütze				Stemm- tor		Stemm- tor	26,3	1960		
Jce Harbour (USA)	Snake	205,74 26,21	(32,00) 31,39 30,42	169 300 164 400	11 - 18	239		2,66		System wie bei Mc. Nary, Stichkanäle in 2 Gruppen aufgeteilt	System wie bei Mc. Nary	4 - 00	31,22	34,65	Segment- tor	6,1	Hub- tor	27,7	1962		
John Day (USA) 3)	Columbia	205,74 26,21	34,4	185 000											Senk- tor	8,1	Hub- tor	34,4	(1968)		
Lower Monumental (USA)	Snake (Columbia)	205,74 26,21	31,4	169 000						System wie bei Jce Harbour					Senk- tor	6,4	Hub- tor	25,6	(1967)		
Little Goose (USA) 3)	Snake (Columbia)	205,74 26,21	30,8	166 000						System wie bei Jce Harbour					Segment- tor	6,7	Stemm- tor	36,2	(1969)		
Lower Granite (USA) 4)	Snake (Columbia)	205,74 26,21	32,0	172 000						System wie bei Jce Harbour					Segment- tor	7,0	Stemm- tor	37,5			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

Anmerkungen:

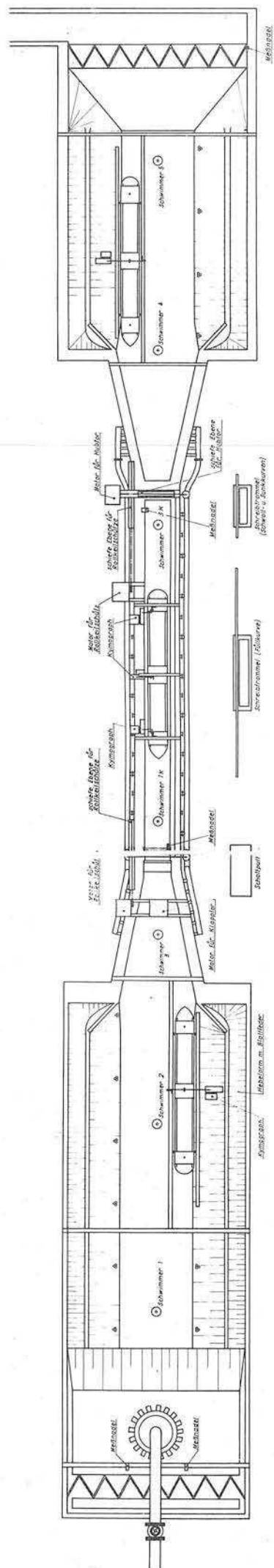
- 1) Aus Vergleichsgründen bezogen auf die Nutzlänge, die tatsächlichen Werte liegen etwas höher.
 2) Die Fertigstellung von John Day wird den maxim. Hub auf rd. 24 m reduzieren.
 3) Projekt z.Z. im Bau.
 4) Mit dem Bau wurde noch nicht begonnen.



Lageplan des Schleusenmodells

Maßstab 1:20

Abb. 23



Meßeinrichtungen des Schleusenmodells

Modell des Modells 1.20

Abb. 24

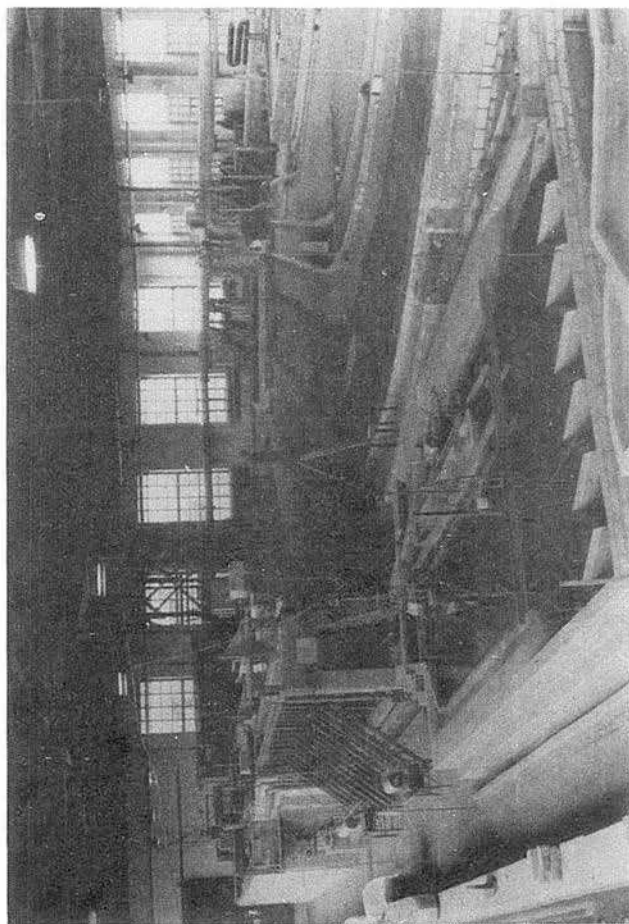


Abb. 25 Gesamtansicht des Schleusenmodells
vom Unterhafen aus

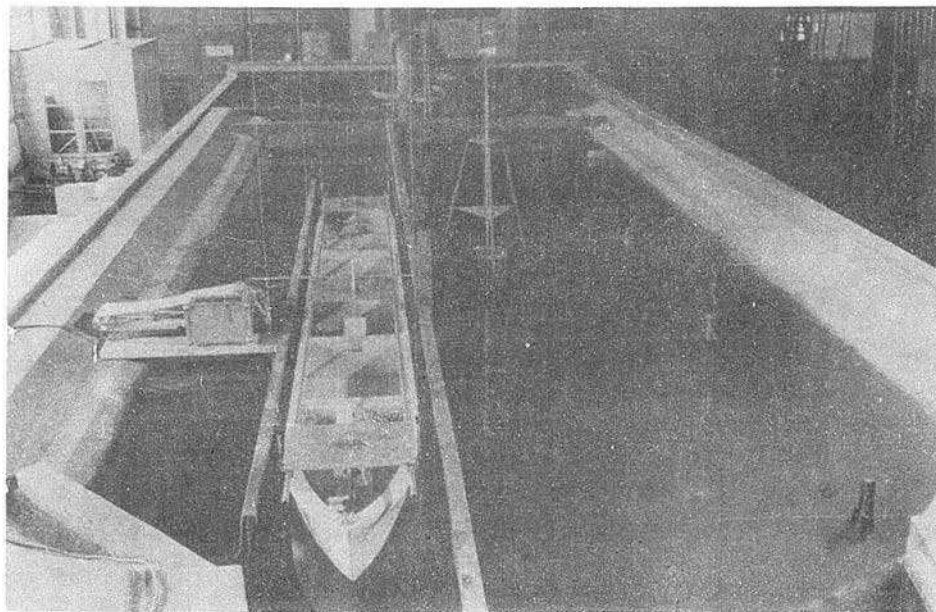


Abb. 26 Oberer Vorhafen mit vor der Schleuseneinfahrt liegendem Modellschiff und Registriervorrichtung für die Trossenkräfte

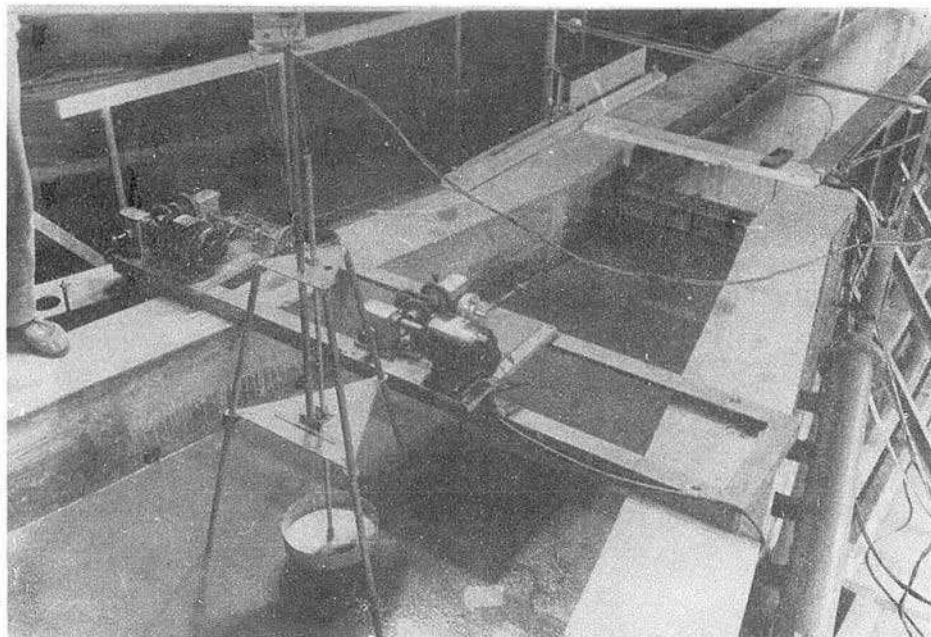


Abb. 27 Oberhaupt der Modellschleuse mit Einlauf-
öffnungen (Die zwei Motore dienen zum An-
trieb des Klapptores und der schiefen Ebe-
ne für die beiden oberen Rollkeilschütze)

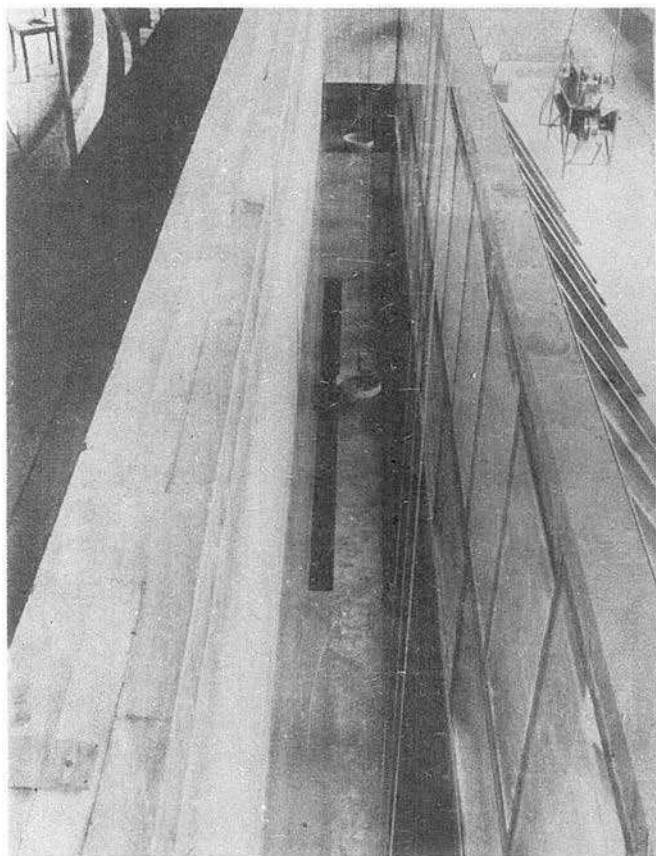


Abb. 28 Blick in die 60 cm breite
und 2 m tiefe Schleusenkam-
mer mit eingebauten Schwimmern

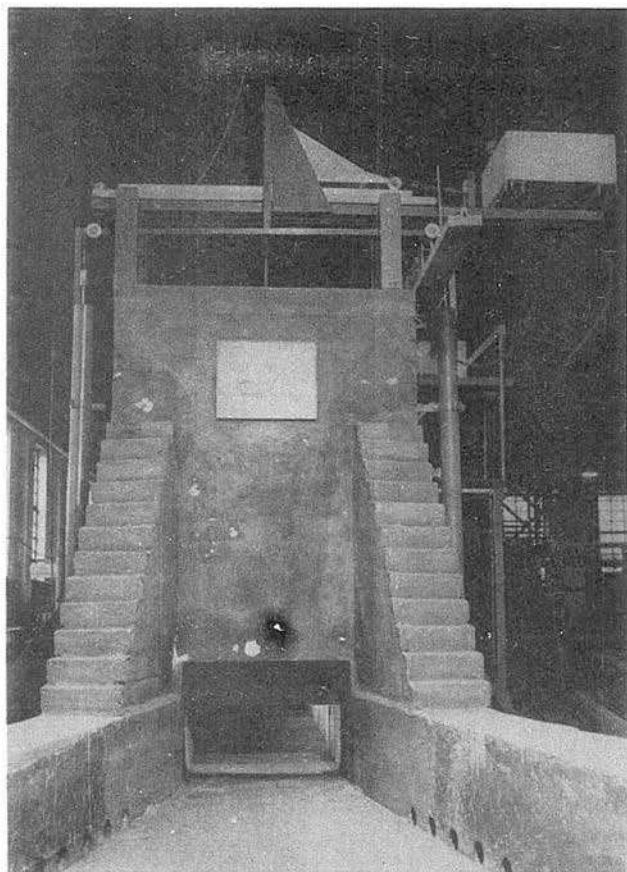


Abb. 29 Unterhaupt der Schachtschleuse mit geöffnetem Hubtor (Im Vordergrund sind die Auslaßöffnungen zu erkennen)

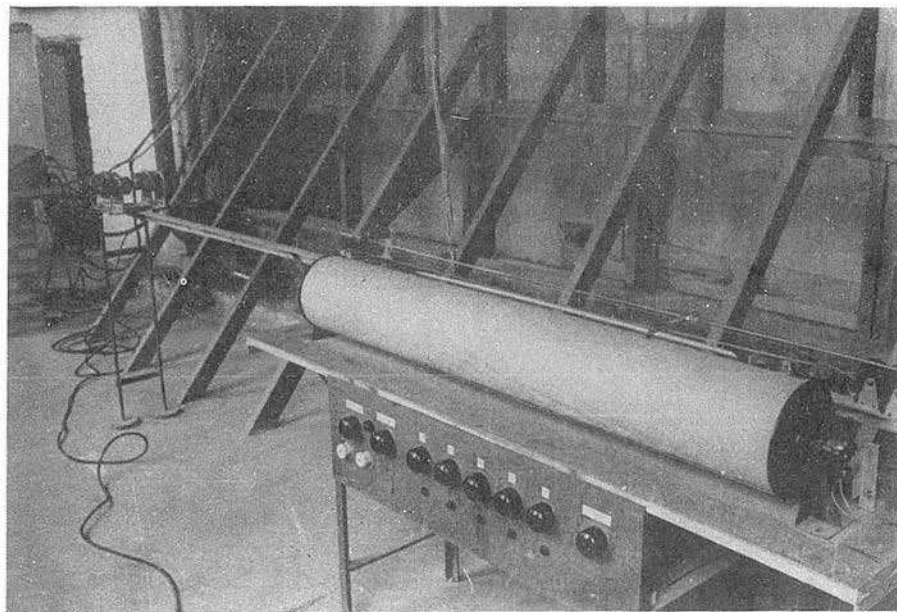


Abb. 30 Trommel zur Registrierung der Füllkurven
beim Schleusungsvorgang

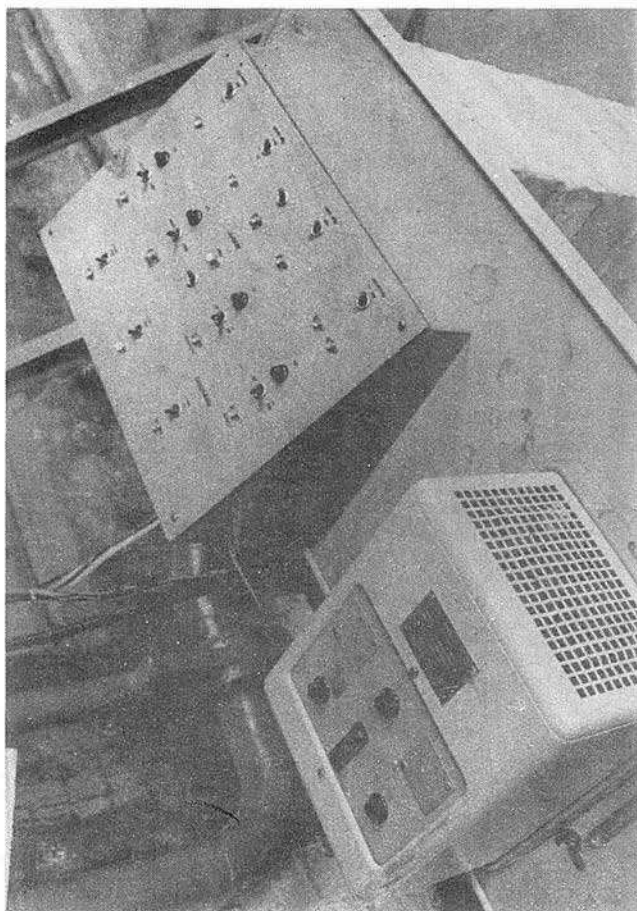


Abb. 31 Zentrales Schaltpult mit Gleichrichter

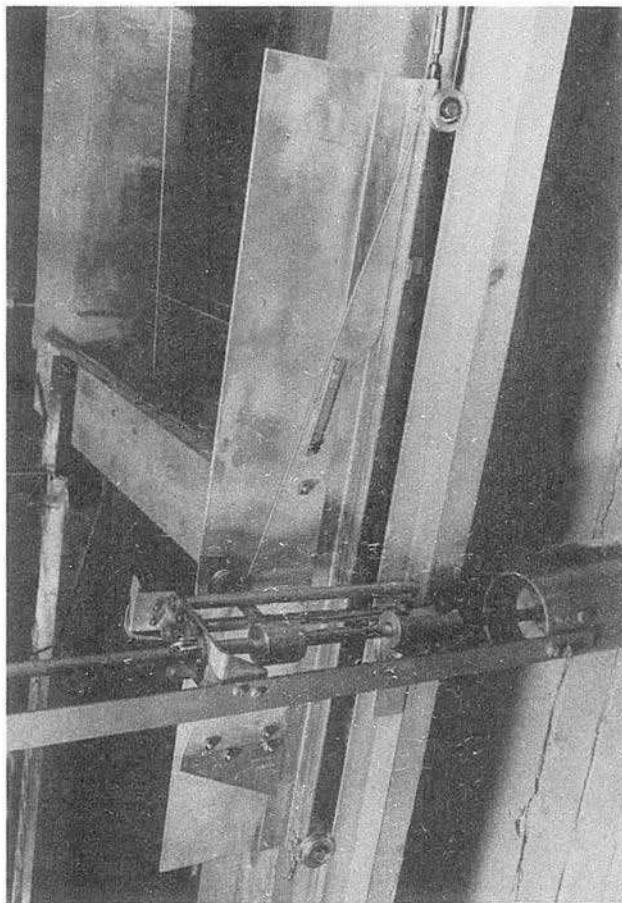


Abb. 32 Schiefe Ebene zum Bedienen der Roll-
keilschütze am Oberhaupt

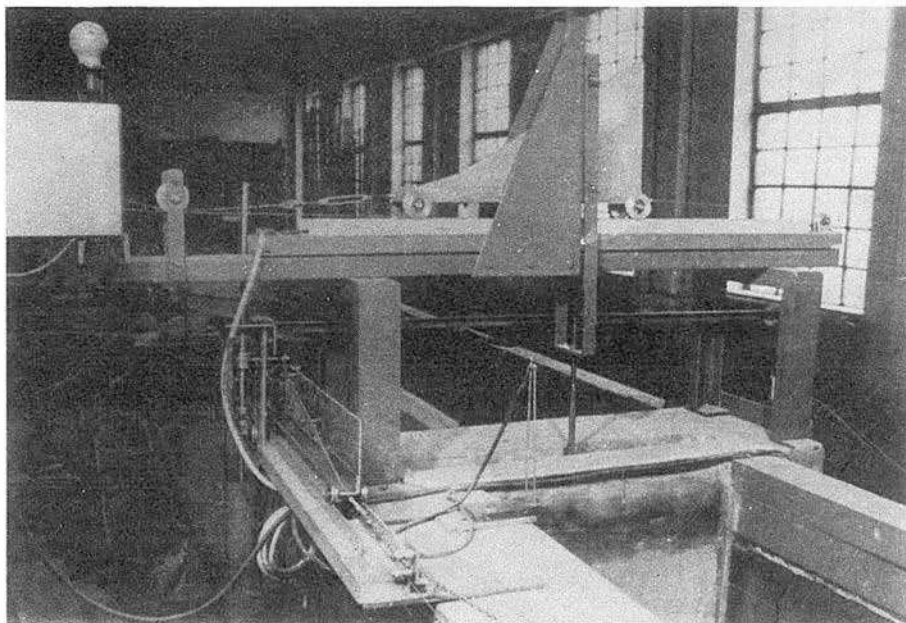


Abb. 33 Schiefe Ebene zum Bedienen des Hubtores
sowie der Rollkeilschütze am Unterhaupt

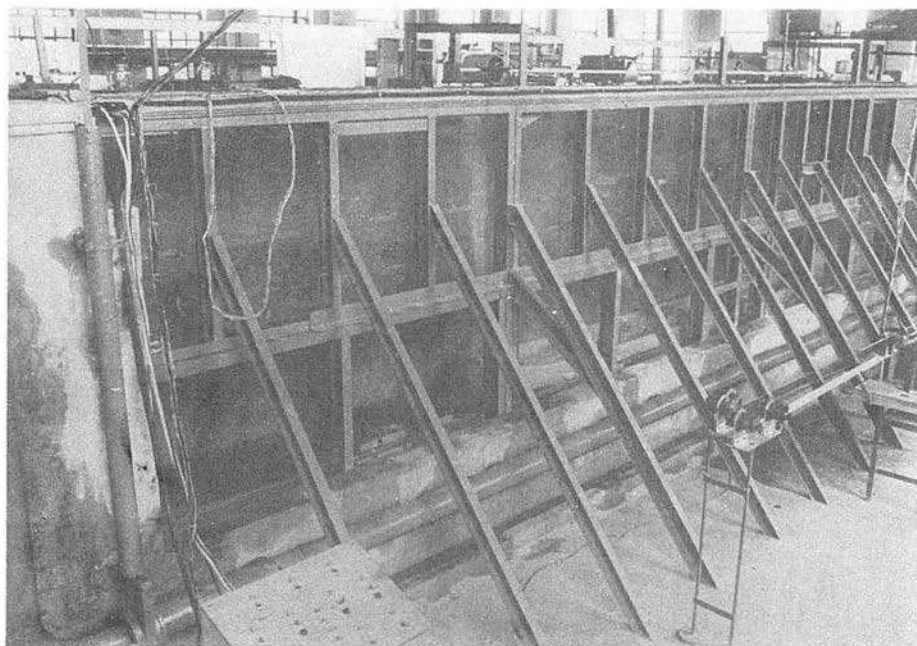


Abb. 34 Blick auf das in Kammermitte liegende
Schiff vor dem Schleusungsvorgang
Füll- und Entleerungssystem: Längsum-
läufe mit Stichkanälen (Variante I
bzw. II)

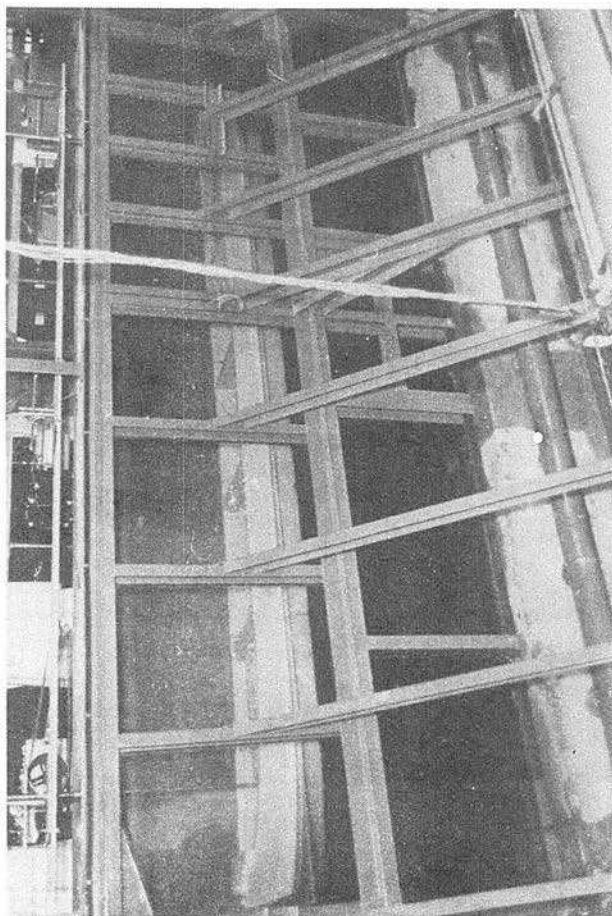


Abb. 55 Lage des Schiffes in halber Hubhöhe während des Schleusungsvorganges

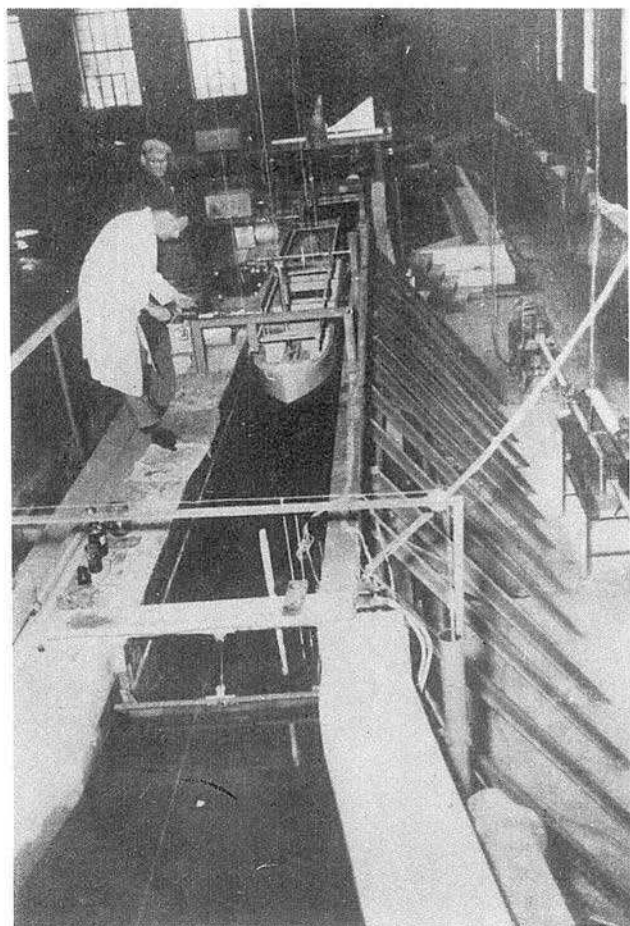


Abb. 90 Lage des Helikopter in der
Kammer kurz vor Ausspiege-
lung mit dem Überwasser
(Helikopter ist gerade ange-
sprungen)

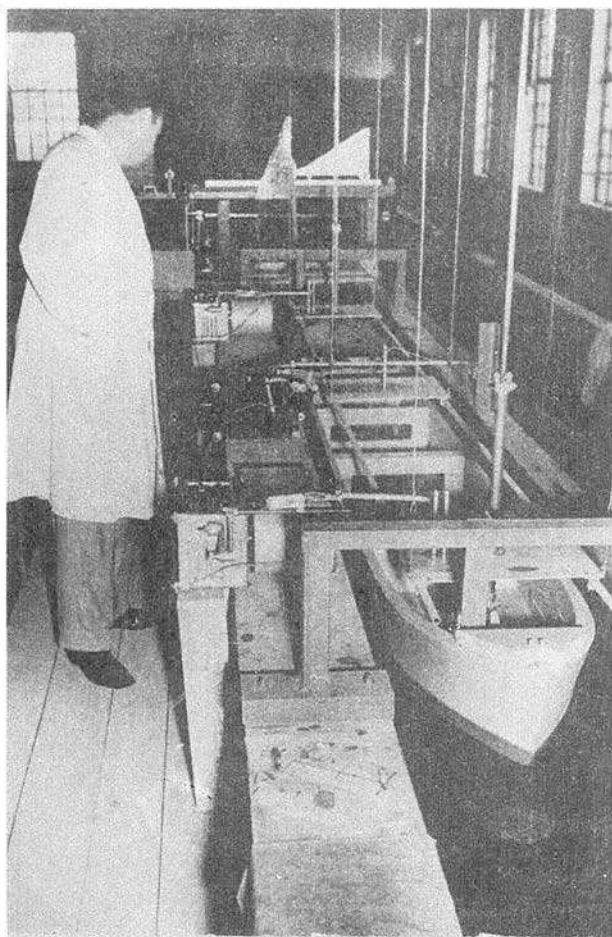


Abb. 57 Blick auf die Registriervorrichtungen der Trossenkräfte (Längs- und Querkräfte) des in Kammermitte liegenden Schiffes nach der Füllung

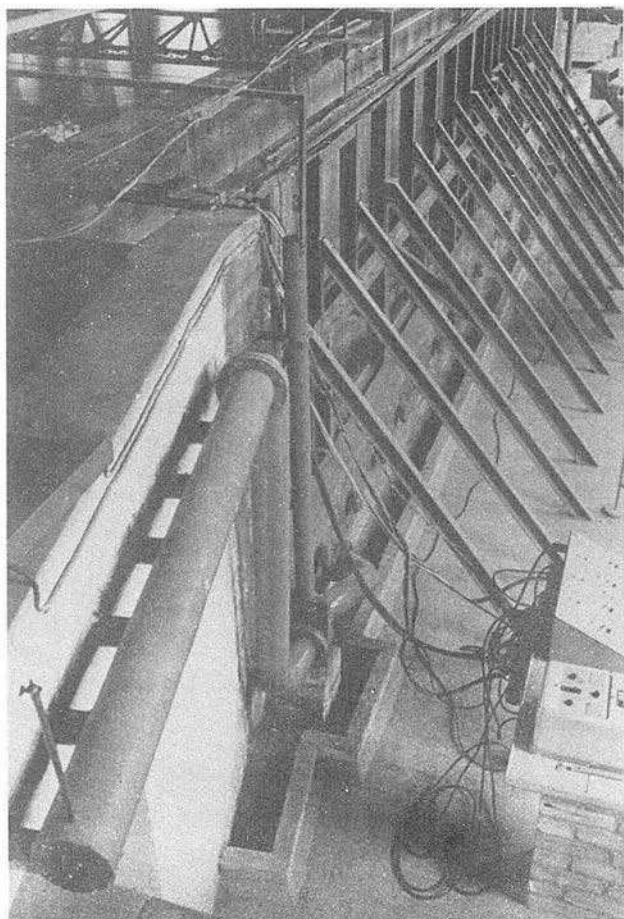


Abb. 39 Blick auf das Einlaufsystem
der Schleuse mit angeschlos-
senem Grundlauf (Variante III)



Abb. 38

Turbulente Wasserbewegung vor den Auslässen am Unterhaupt während
des Entleerungsvorganges

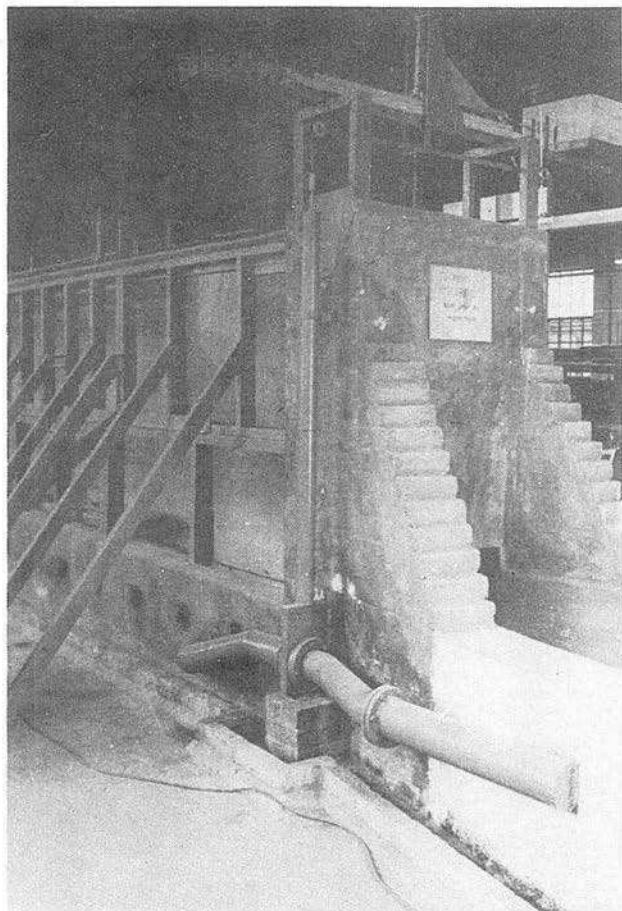


Abb. 40 Blick auf das Entleerungssystem
der Schleuse mit angeschlossenem
Grundlauf (Variante III)

Maximale sekundl. Zunahme des Zuflusses während der
1. Füllphase bei verschiedenen Zuflußbeiwerten μ

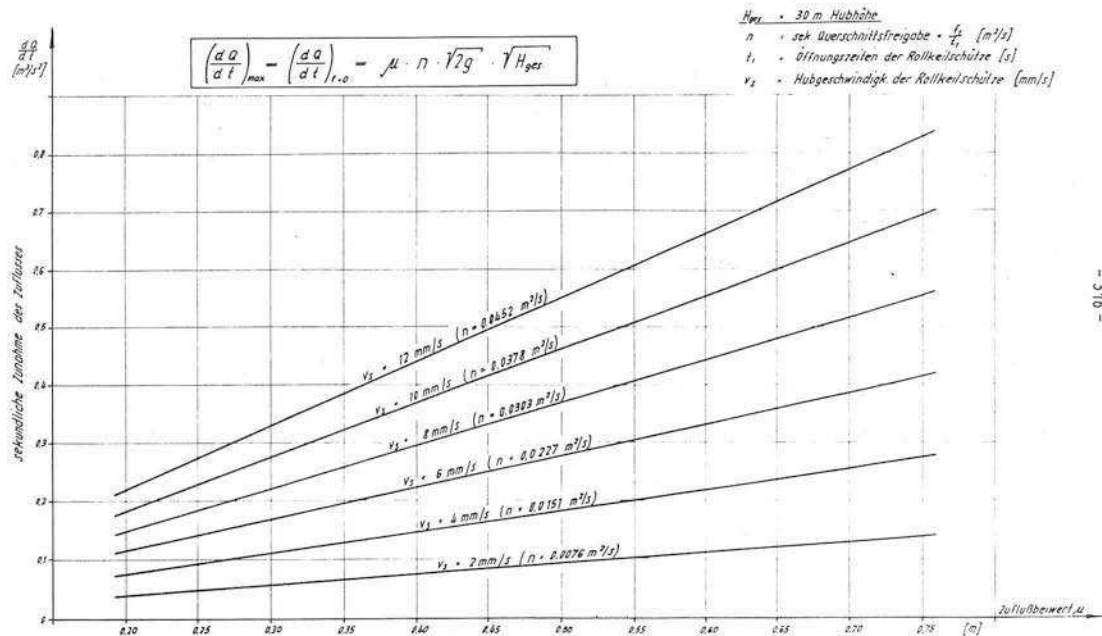


Abb. 41

Maximale sekundl. Zunahme des Zuflusses während der
1. Füllphase bei verschiedenen Hubhöhen

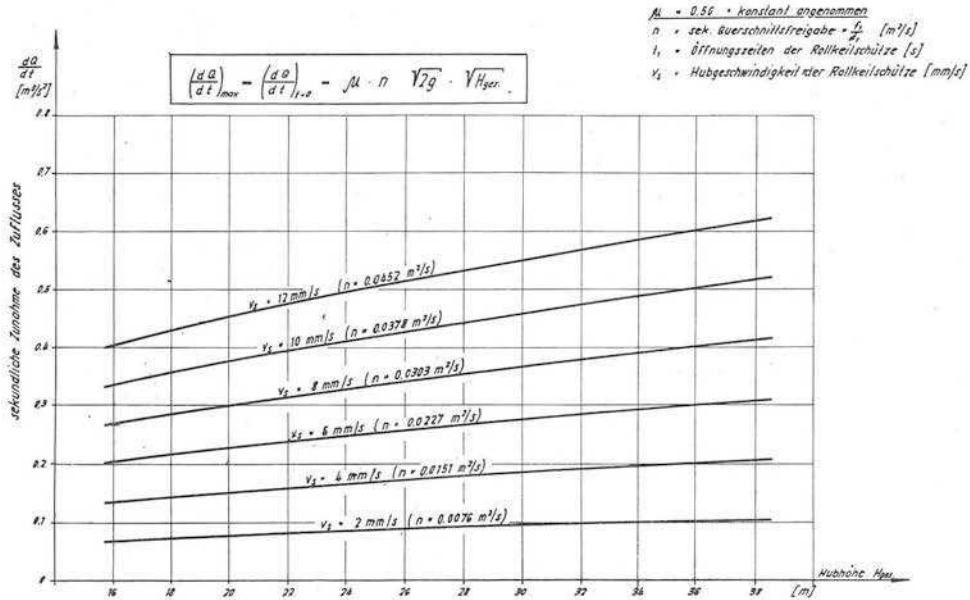


Abb. 42

Zum maximalen Zufluß Q_{max} gehörige Füllzeiten t_{max}
bei verschiedenen Zuflußbeiwerten μ

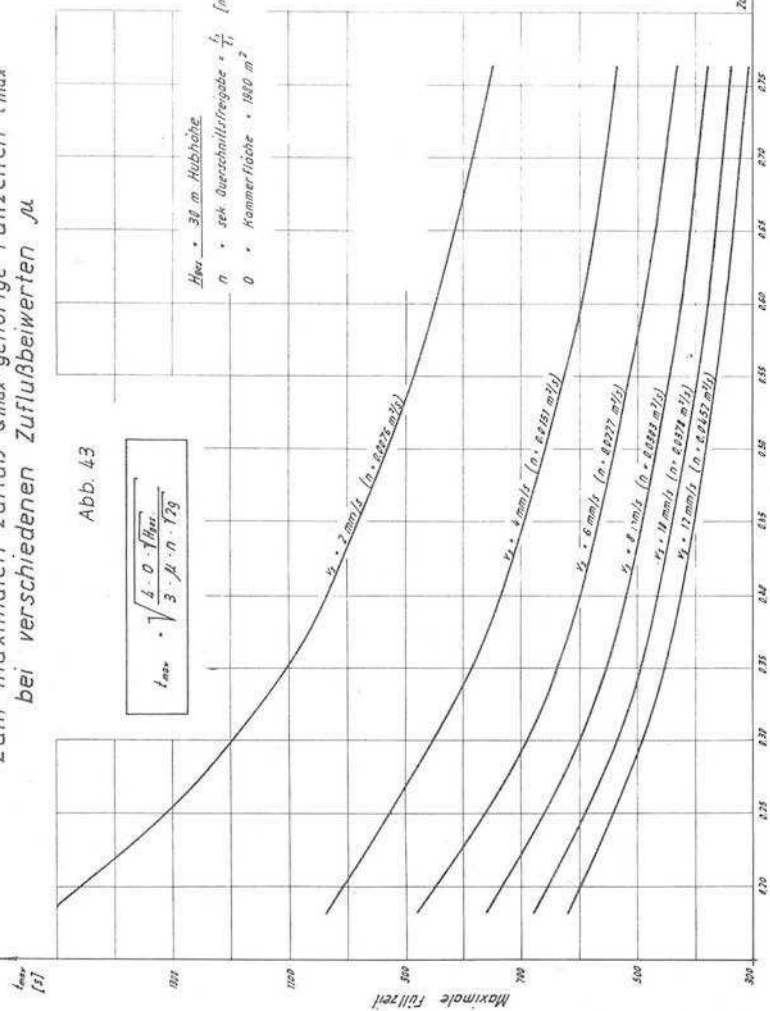
Abb. 43

$$t_{max} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0 \cdot \sqrt{H_{Hst}}}{3 \cdot \mu \cdot n \cdot T_2}}$$

$H_{Hst} = 38 \text{ m}$ Hubhöhe

$n = \text{gek. Querschnittsreibung} = \frac{1}{T_1} \text{ [m}^{-1/2}\text{]}$

$Q = \text{Kammerfläche} = 1800 \text{ m}^2$



Zum maximalen Zufluß Q_{\max} gehörige Füllzeiten t_{\max}
bei verschiedenen Hubhöhen

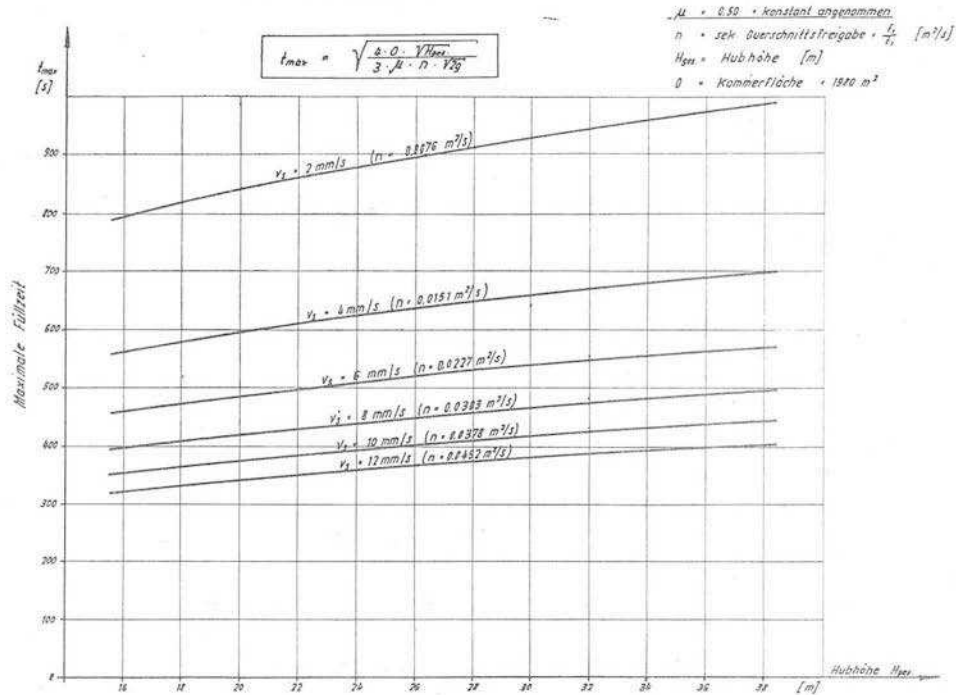


Abb. 44

Maximaler Zufluß während der Füllung bei verschiedenen Zuflußbeiwerten μ

$H_{\text{Hoe}} = 30 \text{ m}$ Hubhöhe
 $n =$ sek. Querschnittsbeiwert $\cdot \frac{t_1}{t_2} \text{ [m/s]}$
 $\theta =$ Füllwasserfracht $\cdot \theta \cdot H_{\text{Hoe}} \text{ [m]}$
 $\theta =$ Kommerfläche $\cdot 1920 \text{ m}^2$

Freigabe des Füllquerschnittes $\frac{dF}{dt} = \text{konstant}$

$$Q_{\text{max}} = \sqrt{\frac{16}{25} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot n \cdot \theta \cdot \sqrt{H_{\text{Hoe}}}}$$

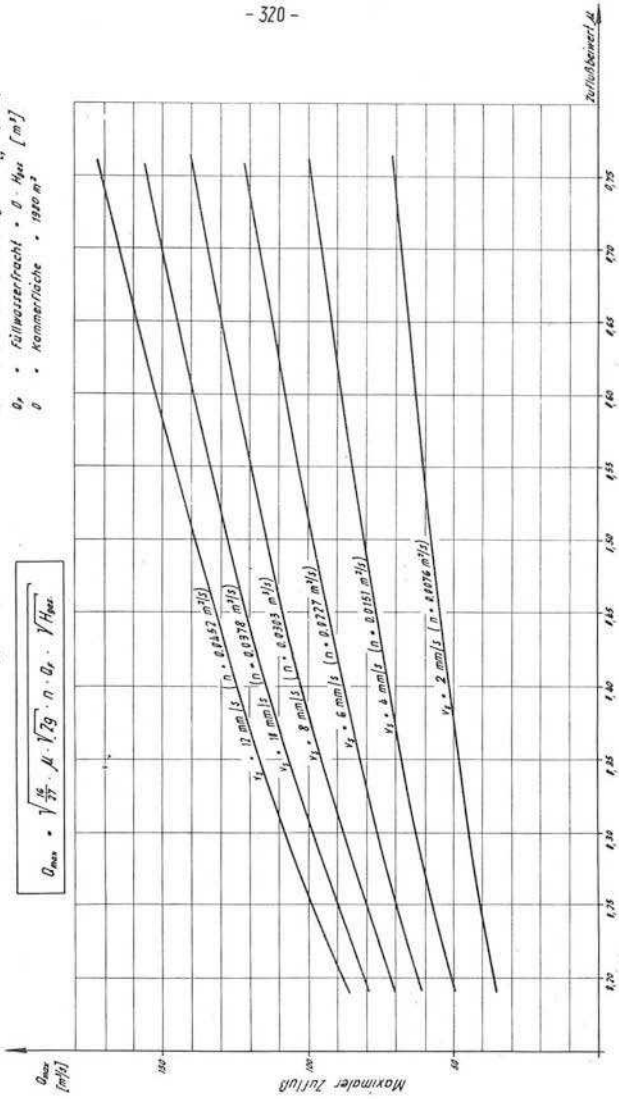


Abb 45

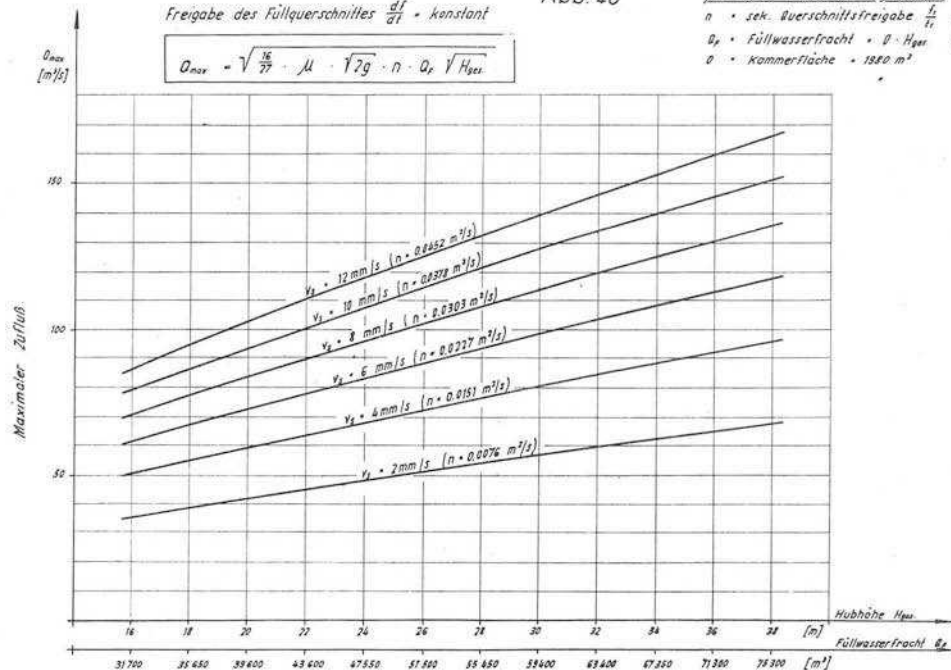
Maximaler Zufluß während der Füllung bei verschiedenen Hubhöhen

Abb. 46

Freigabe des Füllquerschnittes $\frac{df}{dt} = \text{konstant}$

$$Q_{\text{max}} = \sqrt{\frac{16}{27}} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot n \cdot Q_r \cdot \sqrt{H_{\text{ges}}}$$

$\mu = 0.50$ - konstant angenommen
 n - sek. Querschnittsfreigabe $\frac{f}{f_1}$ [m²/s]
 Q_r - Füllwasserfracht $\cdot \theta \cdot H_{\text{ges}}$ [m³]
 θ - Kammerfläche $\cdot 1880 \text{ m}^2$



Full- bzw. Leerzeiten T bei verschiedenen Zuflußbewerten μ

- $H_{\text{Hw}} = 30,0 \text{ m}$ Höhe
- $S = 1,46 \text{ m}$ Höhe Halbleiterschleife
- $f_1 = 955 \text{ m}^2$ Umfahrgarabiti
- $D = 1811 \text{ m}^2$ Kompartimente
- $V_2 =$ Wasserhochzeit Halbleiterschleife

$$T = 0,5 \frac{S}{V_2} + \frac{2 \cdot 0 \cdot \sqrt{H_{\text{Hw}}}}{\mu \cdot f_1 \cdot \sqrt{2g}}$$

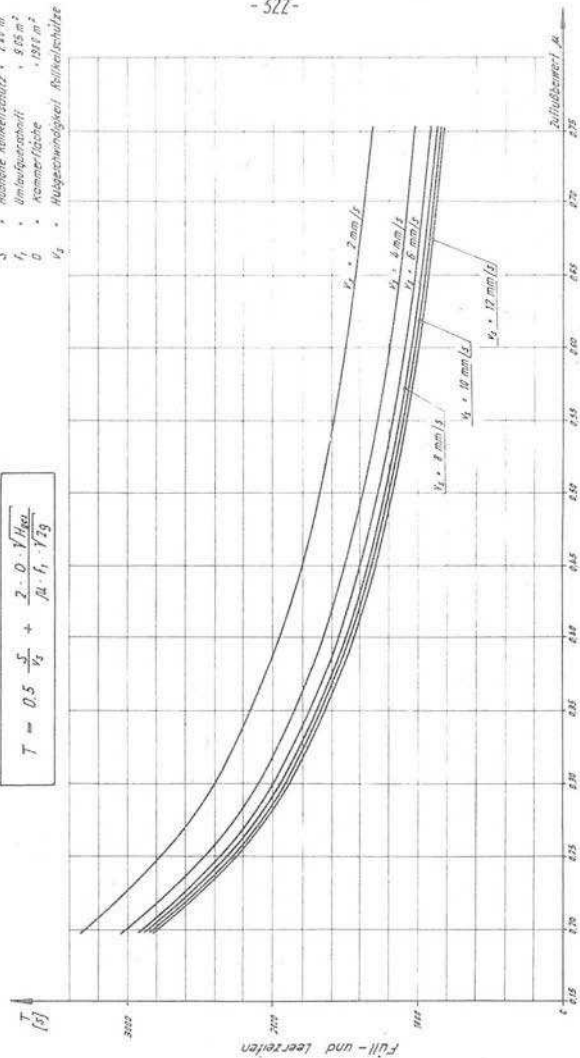


Abb. 47

Füll- bzw. Leerzeiten T bei verschiedenen Hubhöhen

- $\mu = 0,58$ - Koeffizient angenommen
- S - Hubhöhe Rollkeilschütz = 240 m
- f_1 - Umlaufgeschwindigkeit = 9,95 m/s
- Q - Kammerfläche = 1000 m²
- v_1 - Hubgeschwindigkeit Rollkeilschütze

$$T = 0,5 \frac{S}{v_1} + \frac{2 \cdot Q \cdot \sqrt{g \cdot S}}{\mu \cdot f_1 \cdot T \cdot g}$$

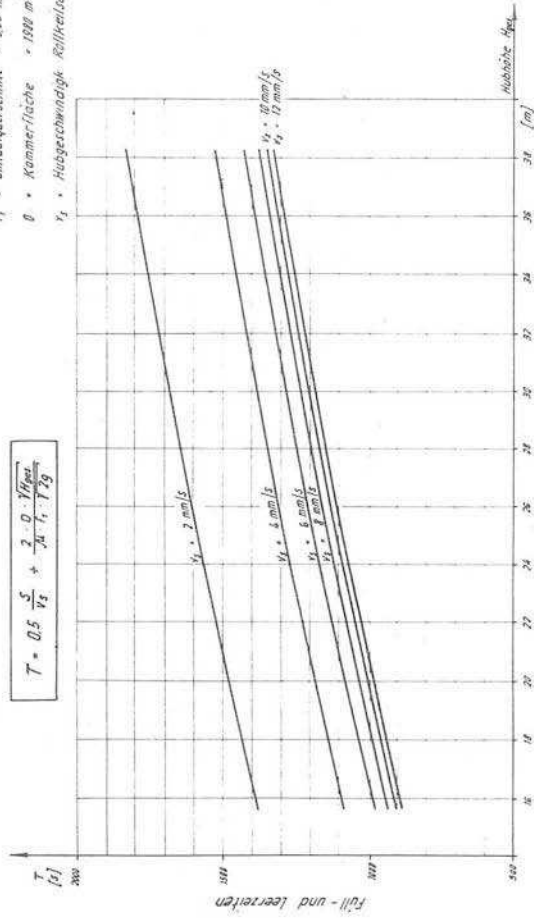


Abb. 48

Punktweise Ermittlung der Zufluß- und Füllkurven für eine
Hubgeschwindigkeit der Rollkeilschütze $v_s = 6 \text{ mm/s}$

$$\text{Zeit des gesamten Schützhubes } t_1 = \frac{S}{v_s} = \frac{2400 \text{ (mm)}}{6 \text{ (mm/s)}} = 400 \text{ s}$$

t (s)	$\mu f \cdot \sqrt{2g}$ (m^2)	h_m (m)	$Q = \mu f \sqrt{2g} \sqrt{h_m}$ (m^3/s)	$\Delta h = \frac{Q \cdot \Delta t}{O}$ (m)	$h - \Delta h$ (m)
0					30,000
20	0,37	29,990	2,03	0,020	29,980
40	1,04	29,951	5,69	0,057	29,923
60	1,89	29,871	10,31	0,104	29,819
80	2,86	29,740	15,60	0,158	29,661
100	3,92	29,553	21,30	0,216	29,445
120	5,06	29,306	27,40	0,277	29,168
140	6,25	28,998	33,65	0,340	28,828
160	7,49	28,626	40,10	0,404	28,424
180	8,76	28,189	46,50	0,470	27,954
200	10,03	27,687	52,90	0,534	27,420
220	11,30	27,123	58,90	0,594	26,826
240	12,57	26,500	64,60	0,653	26,173
260	13,81	25,818	70,30	0,710	25,463
280	15,00	25,084	75,00	0,758	24,705
300	16,14	24,303	79,60	0,804	23,901
320	17,20	23,480	83,25	0,842	23,059
340	18,17	22,623	86,40	0,872	22,187
360	19,02	21,739	88,60	0,895	21,292
380	19,69	20,838	<u>90,00</u>	0,908	20,384
400	20,06	19,932	89,55	0,905	19,479
420		19,037	87,50	0,884	18,595
440		18,163	85,50	0,864	17,731
460	20,06	17,310	83,50	0,843	16,888
		16,476	81,45	0,824	

t (s)	$\mu \cdot f \cdot \sqrt{2g}$ (m^2)	h_m (m)	$Q = \mu \cdot f \cdot \sqrt{2g} \sqrt{h_m}$ (m^3/s)	$\Delta h = \frac{Q \cdot \Delta t}{O}$ (m)	$h - \Delta h$ (m)
480	20,06	15,663	79,40	0,802	16,064
500		14,872	77,40	0,780	15,262
520		14,102	75,35	0,761	14,482
540		13,351	73,30	0,740	13,721
560		12,621	71,25	0,720	12,981
580		11,911	69,20	0,700	12,261
600		11,221	67,15	0,679	11,561
620		10,552	65,10	0,659	10,882
640		9,904	63,05	0,638	10,223
660		9,277	61,00	0,616	9,585
680		8,671	59,00	0,596	8,969
700		8,085	57,00	0,576	8,373
720		7,519	55,00	0,556	7,797
740		6,973	53,00	0,535	7,241
760		6,449	51,00	0,514	6,706
780		5,945	48,95	0,494	6,192
800		5,462	46,90	0,473	5,698
820		4,998	44,90	0,453	5,225
840		4,556	42,85	0,433	4,772
860		4,133	40,85	0,412	4,339
880		3,731	38,80	0,392	3,927
900		3,349	36,75	0,371	3,535
920		2,989	34,70	0,351	3,164
940		2,648	32,65	0,330	2,813
960		2,328	30,65	0,310	2,483
980		2,028	28,60	0,289	2,173
1000	20,06				1,884

t	$\mu \cdot f \cdot \sqrt{2g}$	h_m	$Q = \mu \cdot f \cdot \sqrt{2g} \sqrt{h_m}$	$\Delta h = \frac{Q \cdot \Delta t}{O}$	$h - \Delta h$
(s)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m)
1000	20,06 ↓	1,750	26,55	0,268	1,884
1020		1,492	24,50	0,248	1,616
1040		1,255	22,45	0,227	1,368
1060		1,037	20,45	0,207	1,141
1080		0,841	18,40	0,186	0,934
1100		0,666	16,38	0,165	0,748
1120		0,510	14,36	0,145	0,583
1140		0,375	12,33	0,125	0,438
1160		0,261	10,30	0,104	0,313
1180		0,168	8,20	0,083	0,209
1200		0,095	6,18	0,063	0,126
1220		0,042	4,13	0,042	0,063
1240		0,0105	2,06	0,021	0,021
1260					0,000

Max. sekundliche Zunahme des Zuflusses

$$\left(\frac{\Delta Q}{\Delta t}\right)_{\max} = \frac{40,10 - 33,65 \text{ (m}^3/\text{s)}}{150 - 130 \text{ (s)}} = \frac{6,45 \text{ (m}^3/\text{s)}}{20 \text{ (s)}} = 0,32 \text{ (m}^3/\text{s}^2)$$

Max. Steigegeschwindigkeit des Wassers in der Kammer

$$\left(\frac{\Delta H}{\Delta t}\right)_{\max} = s_{\max} = \frac{22,19 - 19,48 \text{ (m)}}{400 - 340 \text{ (s)}} = \frac{2,71 \text{ (m)}}{60 \text{ (s)}} = 4,5 \text{ (cm/s)}$$

Verhältnis s_m/s_{\max}

$$s_m = \text{mittlere Steigegeschwindigkeit} = \frac{30,0 \text{ (m)}}{1270 \text{ (s)}} = 2,4 \text{ (cm/s)}$$

$$s_m/s_{\max} = 2,4 : 4,5 = 1 : 1,88$$

Verhältnis Q_m/Q_{\max}

$$Q_m = \text{mittlere Zufluß} = \frac{1980 \cdot 30 \text{ (m}^3\text{)}}{1270 \text{ (s)}} = 46,8 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$Q_m/Q_{\max} = 46,8 : 90,1 = 1 : 1,92$$

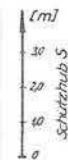
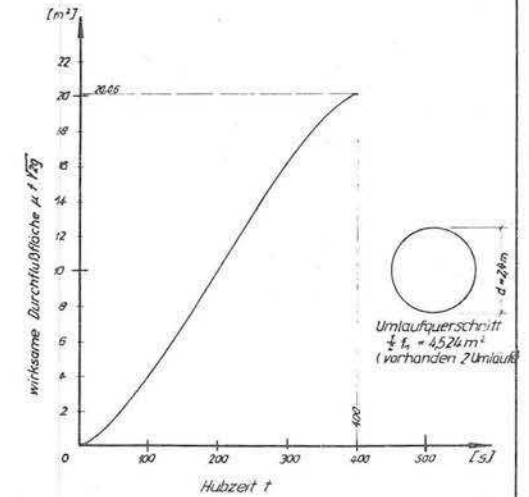
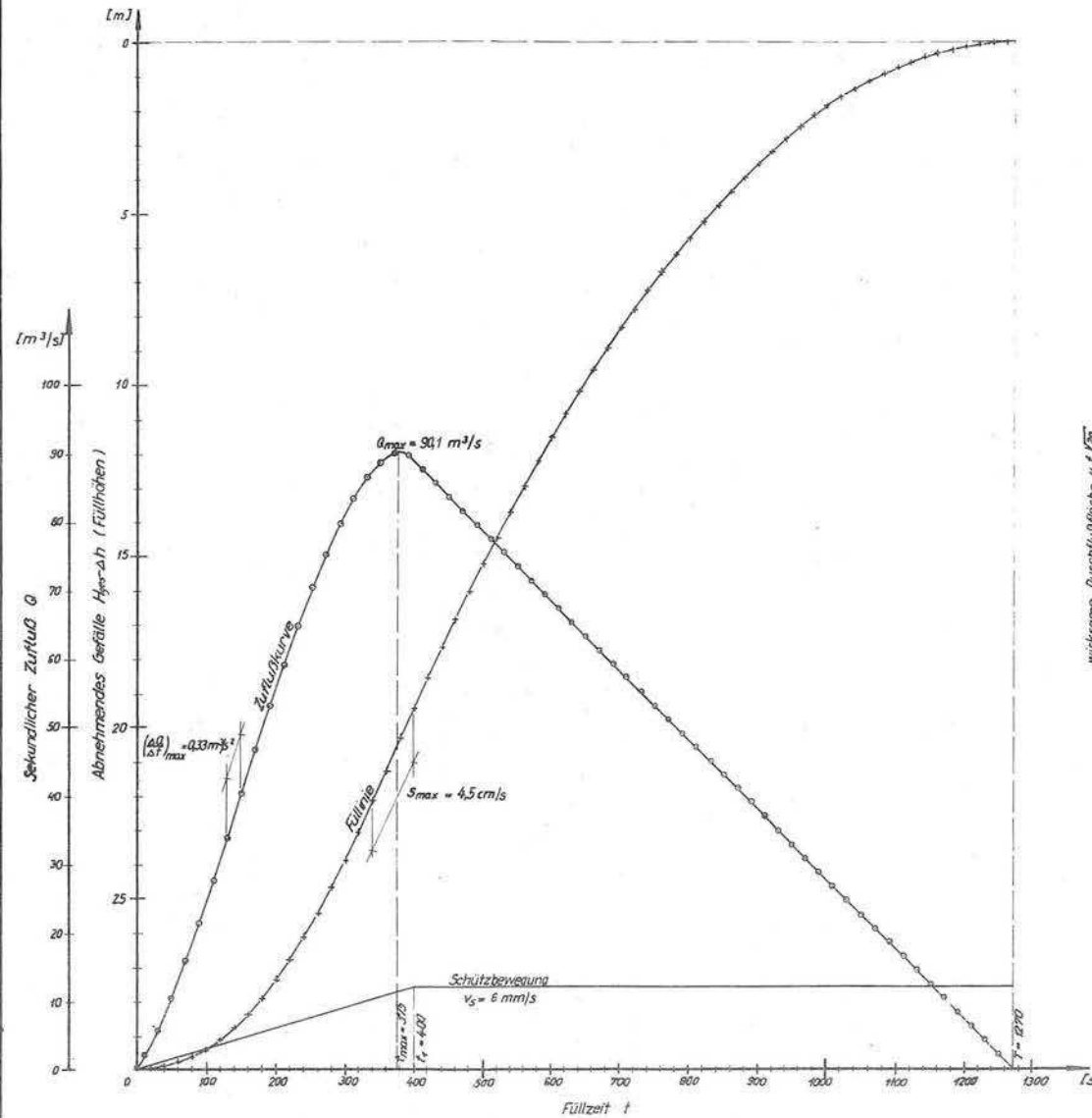
Abb. 50

Füllungsberechnung für eine Schleuse 16,5m x 12m mit $H_{ges} = 30,0m$

Punktweise Ermittlung der Zufluß- und Füllkurve aus dem abnehmenden Druckgefälle h_m

Hubgeschwindigkeit der Rollkeilschütze $v_s = 6mm/s$

$\mu = 0,5$ = konstant angenommen



Punktweise Ermittlung der Zufluß- und Füllkurven für eine
Hubgeschwindigkeit der Rollkeilschütze $v_s = 12 \text{ mm/s}$

Zeit des gesamten Schützenhubes $t_1 = \frac{S}{v_s} = \frac{2400 \text{ (mm)}}{12 \text{ (mm/s)}} = 200 \text{ (s)}$

t	$\mu f \sqrt{2g}$	h_m	$Q = \mu f \sqrt{2g} \sqrt{h_m}$	$\Delta h = \frac{Q \cdot \Delta t}{O}$	$h - \Delta h$
(s)	(m^2)	(m)	(m^3/s)	(m)	(m)
0					30,000
20	1,04	29,971	5,694	0,058	29,942
40	2,86	29,863	15,63	0,158	29,784
60	5,06	29,645	27,55	0,278	29,506
80	7,49	29,301	40,55	0,410	29,096
100	10,03	28,824	53,85	0,544	28,552
120	12,57	28,215	66,77	0,674	27,878
140	15,00	27,481	78,64	0,794	27,084
160	17,20	26,635	88,77	0,897	26,187
180	19,02	25,700	96,42	0,974	25,213
200	20,06	24,709	100,00	1,007	24,206
220		23,712	98,00	0,991	23,215
240		22,730	95,90	0,968	22,247
260		21,772	93,90	0,948	21,299
280		20,835	91,80	0,928	20,371
300		19,906	89,60	0,904	19,454
320		19,012	87,47	0,883	18,571
340		18,139	85,44	0,863	17,708
360		17,286	83,43	0,843	16,865
380		16,454	81,38	0,822	16,043
400		15,642	79,35	0,801	15,242
420		14,852	77,31	0,781	14,461
440		14,081	75,27	0,760	13,701
460		13,331	73,26	0,740	12,961
480	20,06	12,602	71,21	0,719	12,242

t (s)	$\mu f \sqrt{2g}$ (m ²)	h_m (m)	$Q = \mu f \sqrt{2g} \sqrt{h_m}$ (m ³ /s)	$\Delta h = \frac{Q \cdot \Delta t}{O}$ (m)	$h - \Delta h$ (m)
480	20,06	11,893	69,19	0,699	12,242
500		11,204	67,14	0,678	11,543
520		10,536	65,11	0,658	10,865
540		9,888	63,07	0,637	10,207
560		9,261	61,04	0,617	9,570
580		8,655	59,02	0,596	8,953
600		8,069	56,97	0,575	8,357
620		7,504	54,94	0,555	7,782
640		6,959	52,92	0,535	7,227
660		6,435	50,87	0,514	6,692
680		5,931	48,85	0,493	6,178
700		5,448	46,82	0,473	5,685
720		4,986	44,79	0,452	5,212
740		4,544	42,73	0,432	4,760
760		4,123	40,74	0,411	4,328
780		3,721	38,70	0,391	3,917
800		3,341	36,67	0,370	3,526
820		2,981	34,64	0,350	3,156
840		2,641	32,60	0,329	2,806
860		2,322	30,57	0,309	2,477
880		2,024	28,55	0,288	2,168
900		1,746	26,50	0,268	1,880
920		1,488	24,47	0,247	1,612
940		1,252	22,45	0,227	1,365
960		1,035	20,40	0,206	1,138
980		0,839	18,37	0,186	0,932
1000	20,06	0,839	18,37	0,186	0,746

t	$\mu f \sqrt{2g}$	h_m	$Q = \mu f \sqrt{2g} \sqrt{h_m}$	$\Delta h = \frac{Q \cdot \Delta t}{0}$	$h - \Delta h$
(s)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m)
1000	20,06	0,663	16,30	0,165	0,746
1020		0,509	14,29	0,144	0,581
1040		0,375	12,27	0,124	0,437
1060		0,261	10,22	0,104	0,313
1080		0,167	8,19	0,083	0,209
1100		0,095	6,03	0,061	0,126
1120		0,044	4,19	0,042	0,065
1140		0,011	2,15	0,022	0,023
1160		0,000	0,00	0,000	0,001
1180					0,000

Maximale sekundliche Zunahme des Zuflusses

$$\left(\frac{\Delta Q}{\Delta t}\right)_{\max} = \frac{66,77 - 27,55 \text{ (m}^3/\text{s)}}{110 - 50 \text{ (s)}} = \frac{39,22 \text{ (m}^3/\text{s)}}{60 \text{ (s)}} = 0,65 \text{ (m}^3/\text{s}^2)$$

Maximale Steigegeschwindigkeit des Wassers in der Kammer

$$\left(\frac{\Delta H}{\Delta t}\right)_{\max} = s_{\max} = \frac{26,19 - 23,22 \text{ (m)}}{220 - 160 \text{ (s)}} = \frac{2,97 \text{ (m)}}{60 \text{ (s)}} = 4,95 \text{ (cm/s)}$$

$$= 5,0 \text{ (cm/s)}$$

Verhältnis s_m/s_{\max}

$$s_m = \text{mittlere Steigegeschwindigkeit} = \frac{30,0 \text{ (m)}}{1170 \text{ (s)}} = 2,57 \text{ (cm/s)}$$

$$s_m/s_{\max} = 2,57 : 4,95 = 1 : 1,93$$

Verhältnis Q/Q_{\max}

$$Q_m = \text{mittlerer Zufluß} = \frac{1980 \cdot 30,0 \text{ (m}^3\text{)}}{1170 \text{ (s)}} = 50,8 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$Q_m/Q_{\max} = 50,8 : 100,20 = 1 : 1,97$$

t (s)	$\mu f \sqrt{2g}$ (m ²)	h_m (m)	$Q = \mu f \sqrt{2g} \sqrt{h_m}$ (m ³ /s)	$\Delta h = \frac{Q \cdot \Delta t}{O}$ (m)	$h - \Delta h$ (m)
480	20,06	11,893	69,19	0,699	12,242
500		11,204	67,14	0,678	11,543
520		10,536	65,11	0,658	10,865
540		9,888	63,07	0,637	10,207
560		9,261	61,04	0,617	9,570
580		8,655	59,02	0,596	8,953
600		8,069	56,97	0,575	8,357
620		7,504	54,94	0,555	7,782
640		6,959	52,92	0,535	7,227
660		6,435	50,87	0,514	6,692
680		5,931	48,85	0,493	6,178
700		5,448	46,82	0,473	5,685
720		4,986	44,79	0,452	5,212
740		4,544	42,73	0,432	4,760
760		4,123	40,74	0,411	4,328
780		3,721	38,70	0,391	3,917
800		3,341	36,67	0,370	3,526
820		2,981	34,64	0,350	3,156
840		2,641	32,60	0,329	2,806
860		2,322	30,57	0,309	2,477
880		2,024	28,55	0,288	2,168
900		1,746	26,50	0,268	1,880
920		1,488	24,47	0,247	1,612
940		1,252	22,45	0,227	1,365
960		1,035	20,40	0,206	1,138
980		0,839	18,37	0,186	0,932
1000	20,06	0,839	18,37	0,186	0,746

t	$\mu f \sqrt{2g}$	h_m	$Q = \mu f \sqrt{2g} \sqrt{h_m}$	$\Delta h = \frac{Q \cdot \Delta t}{0}$	$h - \Delta h$
(s)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m)
1000	20,06	0,663	16,30	0,165	0,746
1020		0,509	14,29	0,144	0,581
1040		0,375	12,27	0,124	0,437
1060		0,261	10,22	0,104	0,313
1080		0,167	8,19	0,083	0,209
1100		0,095	6,03	0,061	0,126
1120		0,044	4,19	0,042	0,065
1140		0,011	2,15	0,022	0,023
1160		0,000	0,00	0,000	0,001
1180		0,000	0,00	0,000	0,000

Maximale sekundliche Zunahme des Zuflusses

$$\left(\frac{\Delta Q}{\Delta t}\right)_{\max} = \frac{66,77 - 27,55 \text{ (m}^3/\text{s)}}{110 - 50 \text{ (s)}} = \frac{39,22 \text{ (m}^3/\text{s)}}{60 \text{ (s)}} = 0,65 \text{ (m}^3/\text{s}^2)$$

Maximale Steigegeschwindigkeit des Wassers in der Kammer

$$\left(\frac{\Delta H}{\Delta t}\right)_{\max} = s_{\max} = \frac{26,19 - 23,22 \text{ (m)}}{220 - 160 \text{ (s)}} = \frac{2,97 \text{ (m)}}{60 \text{ (s)}} = 4,95 \text{ (cm/s)}$$

$$= 5,0 \text{ (cm/s)}$$

Verhältnis s_m/s_{\max}

$$s_m = \text{mittlere Steigegeschwindigkeit} = \frac{30,0 \text{ (m)}}{1170 \text{ (s)}} = 2,57 \text{ (cm/s)}$$

$$s_m/s_{\max} = 2,57 : 4,95 = 1 : 1,93$$

Verhältnis Q/Q_{\max}

$$Q_m = \text{mittlerer Zufluß} = \frac{1980 \cdot 30,0 \text{ (m}^3\text{)}}{1170 \text{ (s)}} = 50,8 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$Q_m/Q_{\max} = 50,8 : 100,20 = 1 : 1,97$$

Abb. 52

Füllungsberechnung für eine Schleuse 165m x 12m mit $H_{ges} = 30,0$ m

Punktwise Ermittlung der Zufluß- und Füllkurve aus dem abnehmendem Druckgefälle h_m

Hubgeschwindigkeit der Rollkeilschütze $v_s = 12$ mm/s
 $\mu = 0,5$ = konstant angenommen

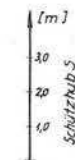
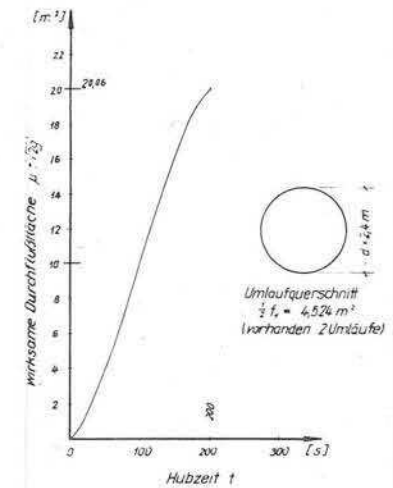
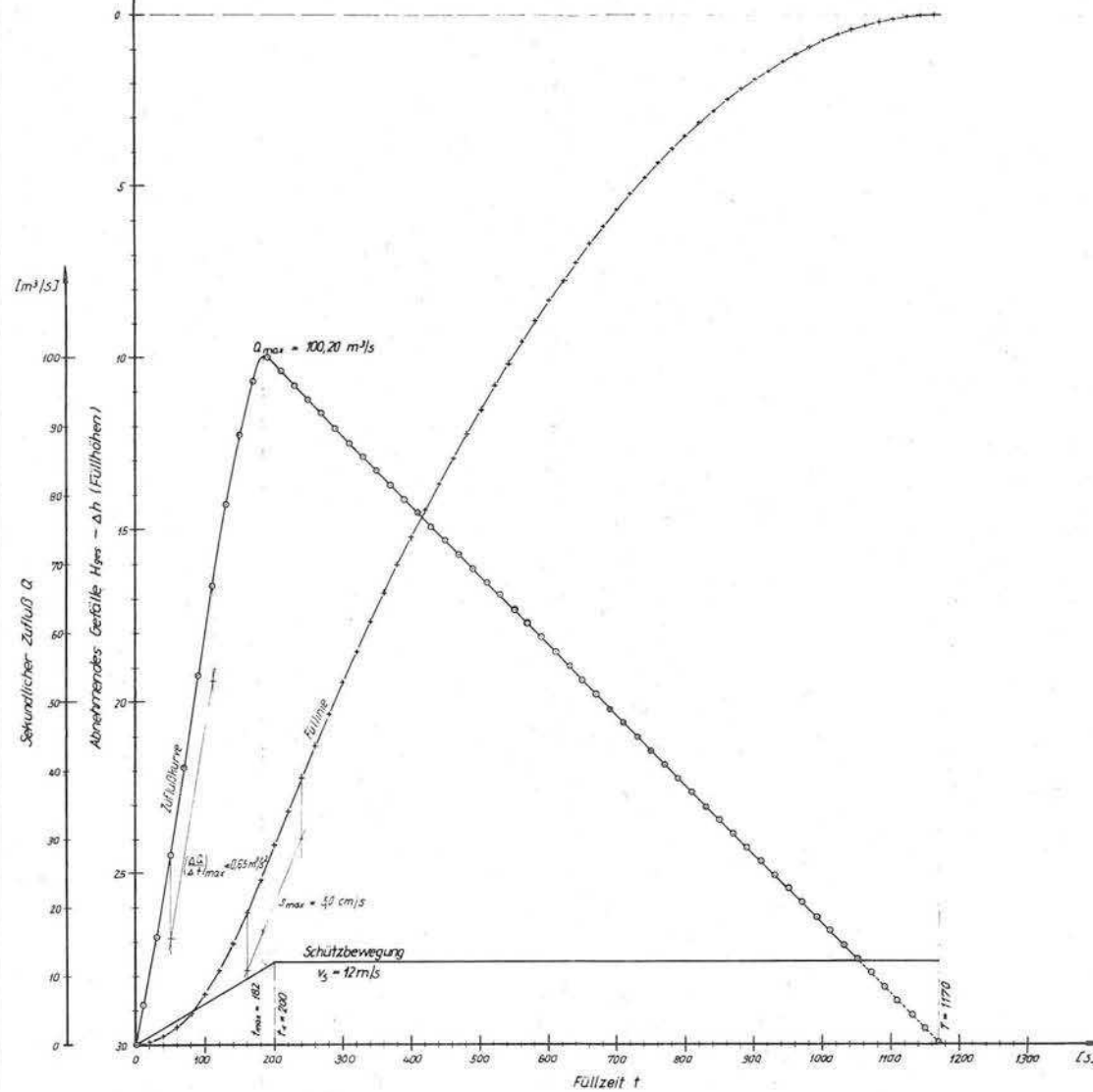


Abb. 54

Maximale Steigegeschwindigkeit des Kammerspiegels aus analytischem Verfahren und Modellversuchen

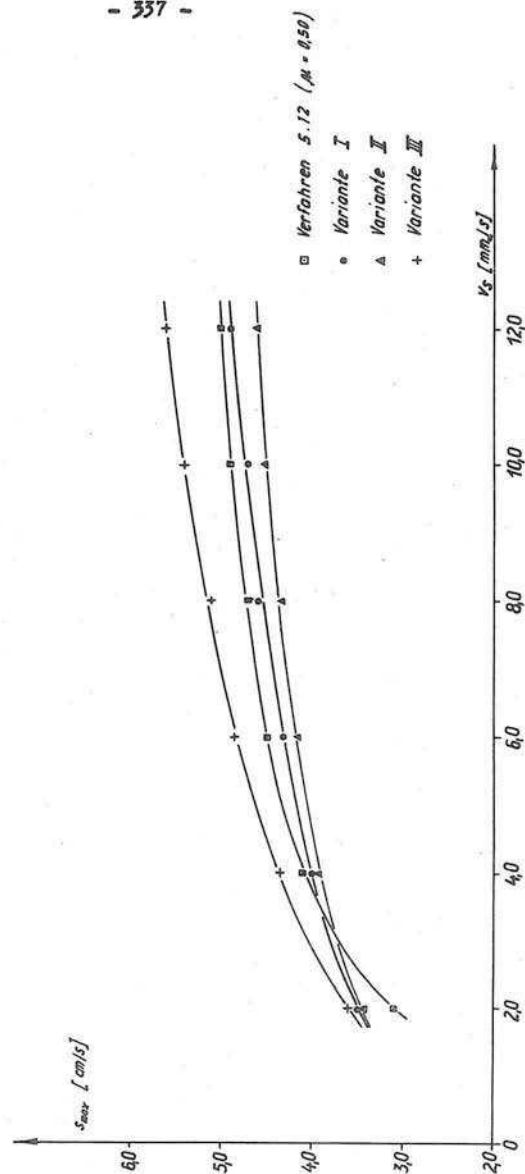


Abb. 53

Füll- und Zuflußkurve aus Modellversuchen für $v_s = 12 \text{ mm/s}$

Füll- und Entleerungssystem : Variante I

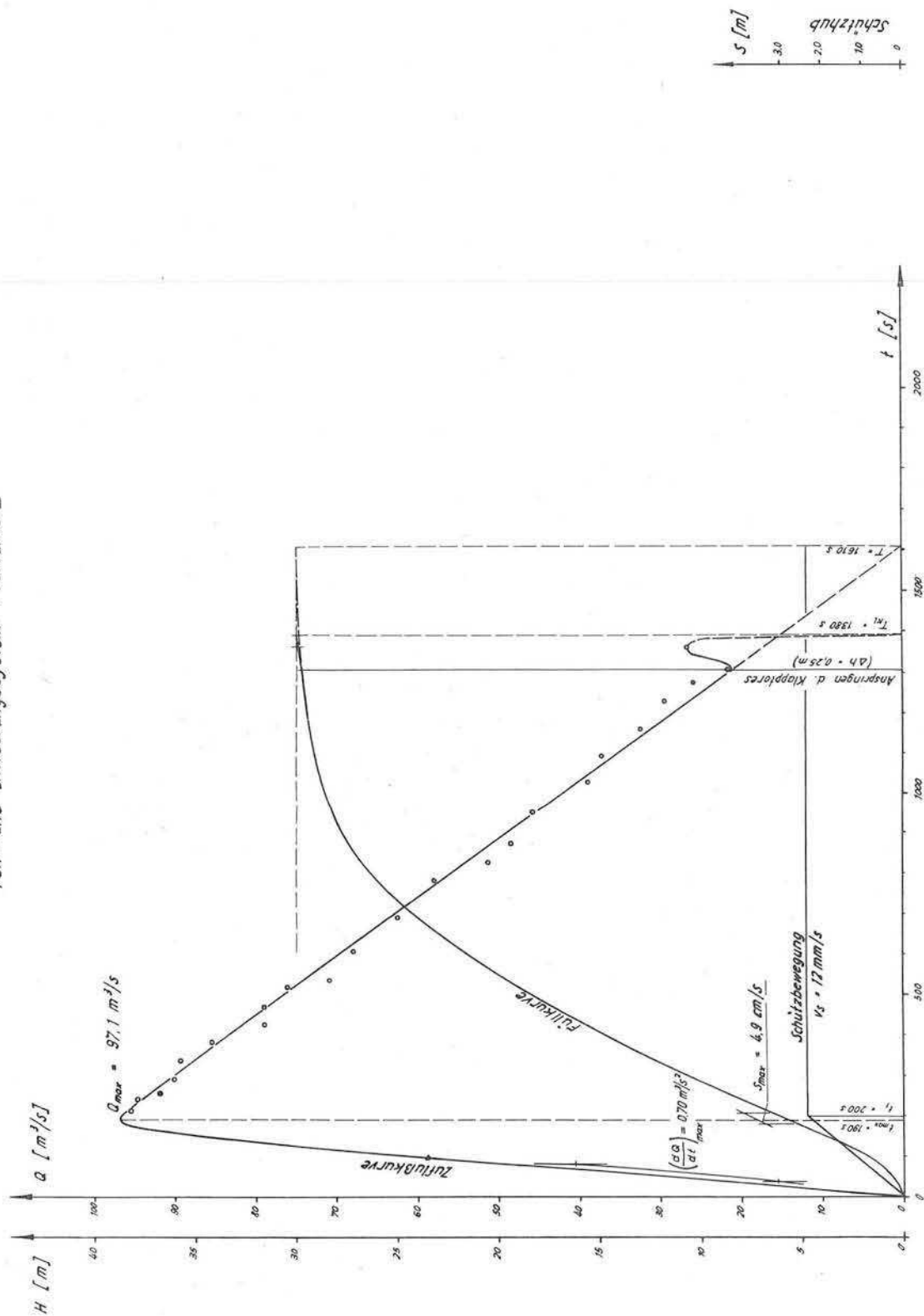


Abb. 55

Maximaler Zufluß Q_{\max} aus analytischen Verfahren und Modellversuchen

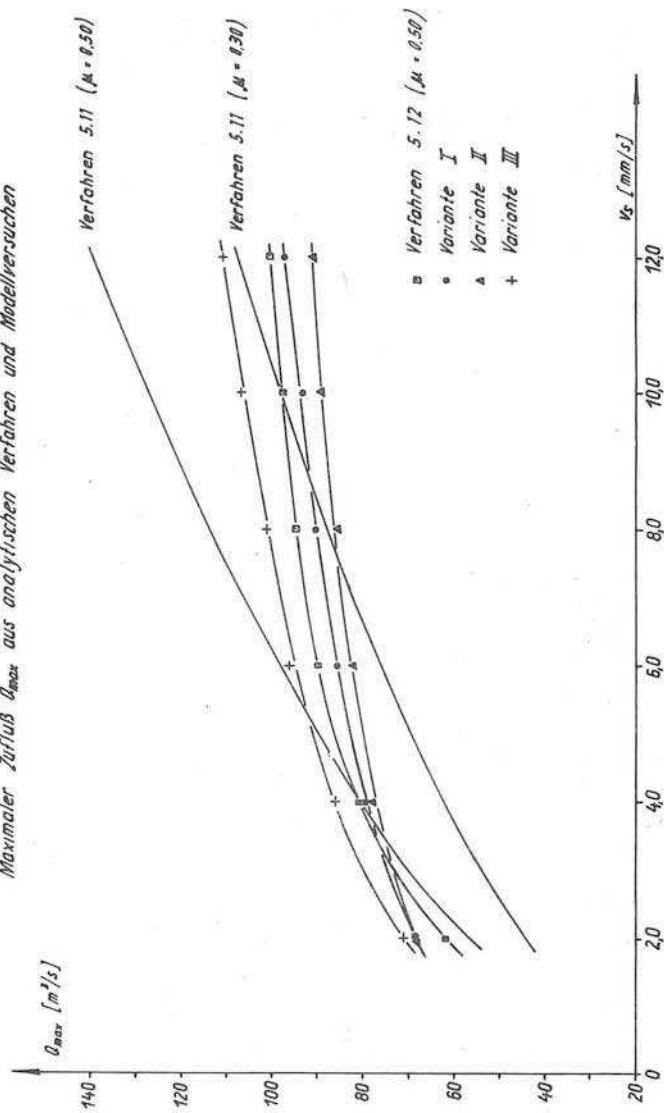


Abb. 56

Zu Q_{max} gehörige Füllzeiten t_{max} aus analytischen Verfahren und Modellversuchen

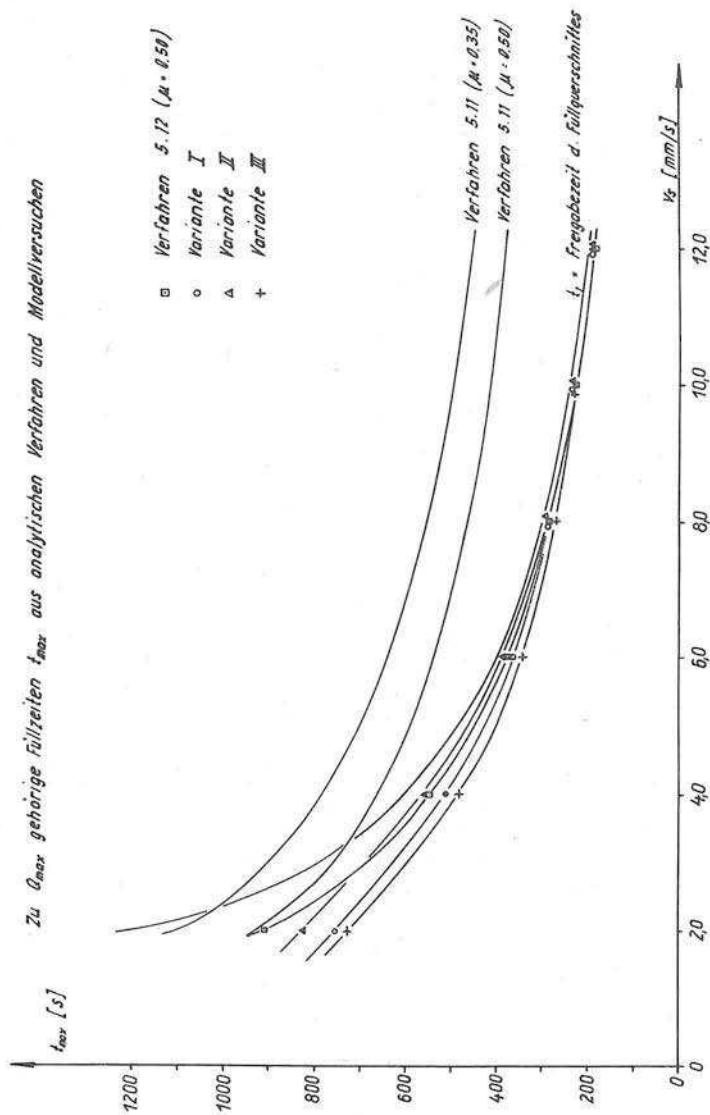


Abb. 57
Maximale sekundl. Zunahme des Zuflusses $\left(\frac{dQ}{dt}\right)_{\max}$ bzw. $\left(\frac{dQ}{dt}\right)_{\max}$ aus analytischen Verfahren und Modellversuchen

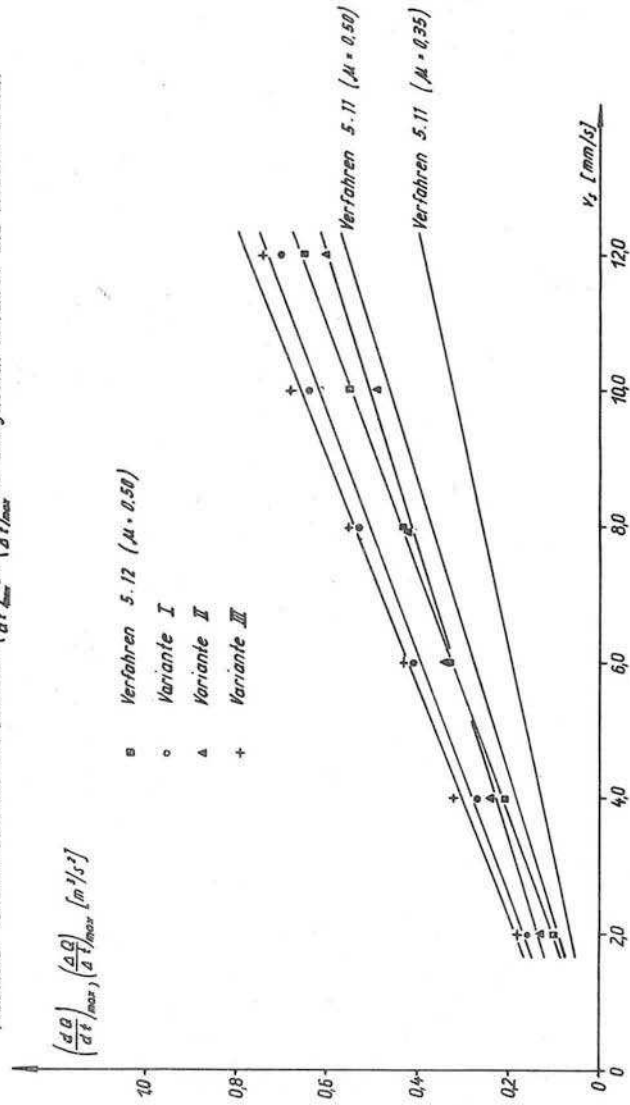


Abb. 58

Füllzeiten T aus analytischen Verfahren und Modellversuchen

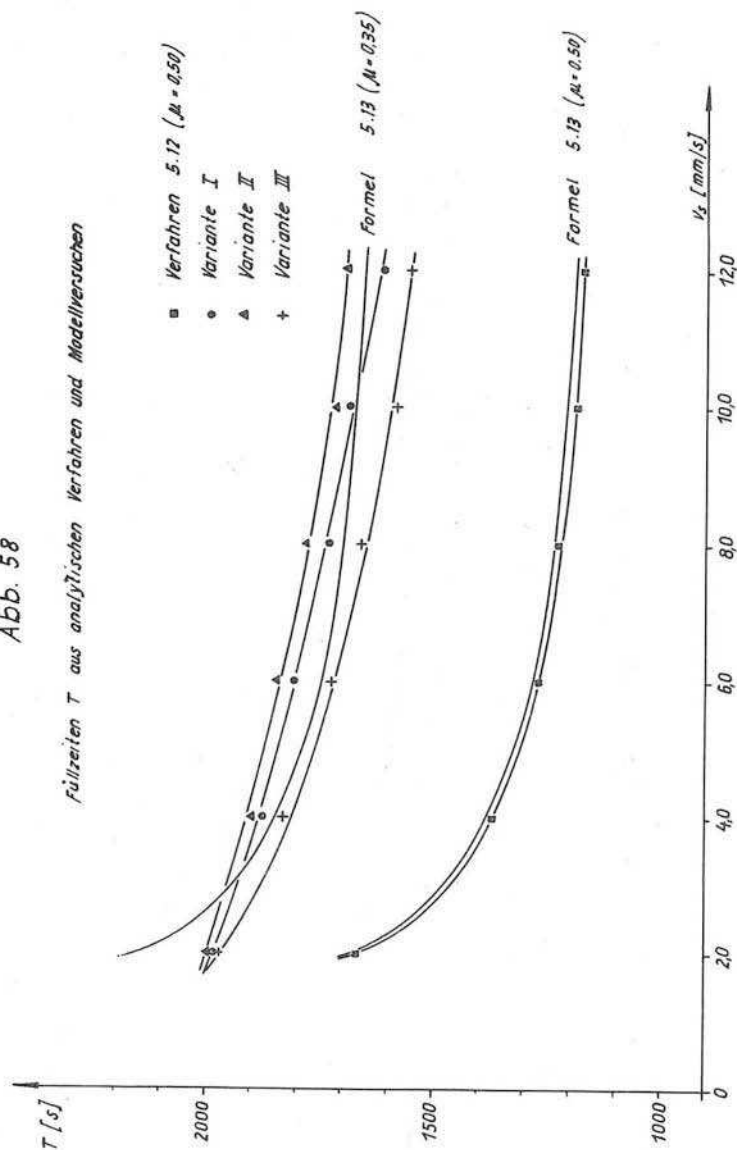
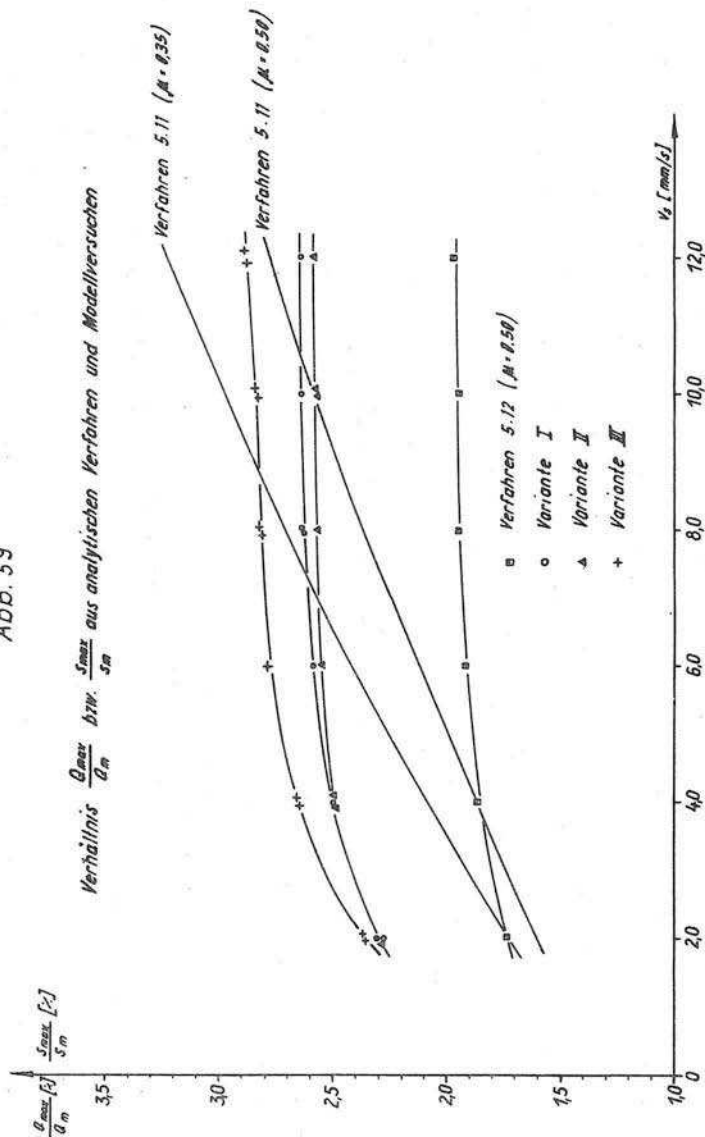
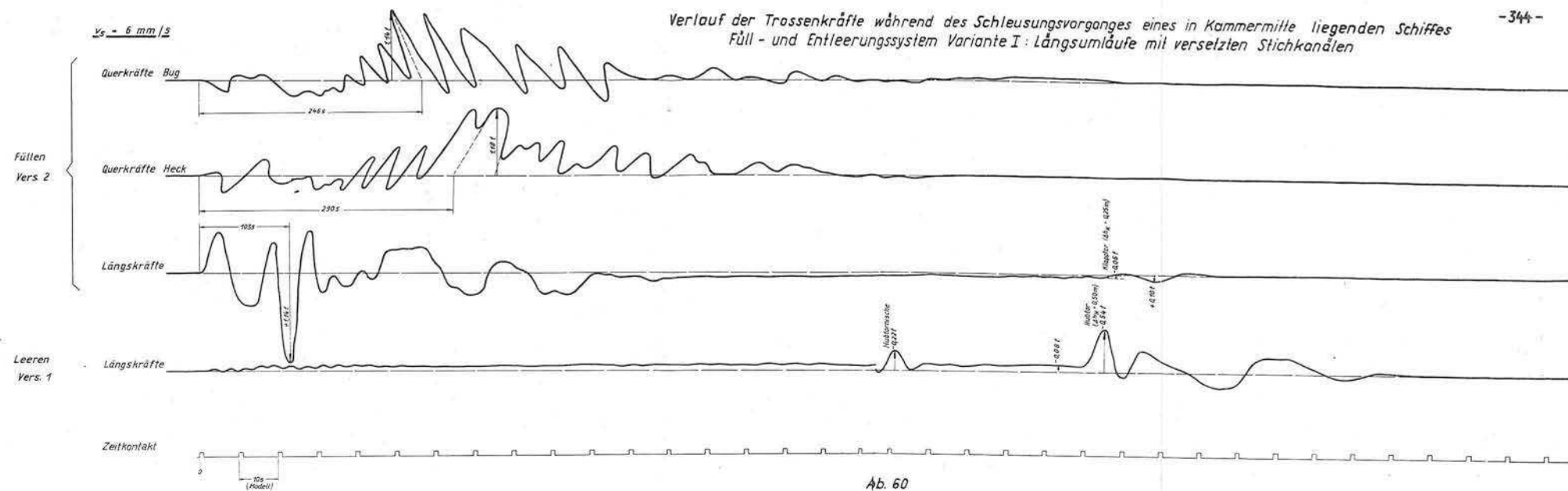


Abb. 59



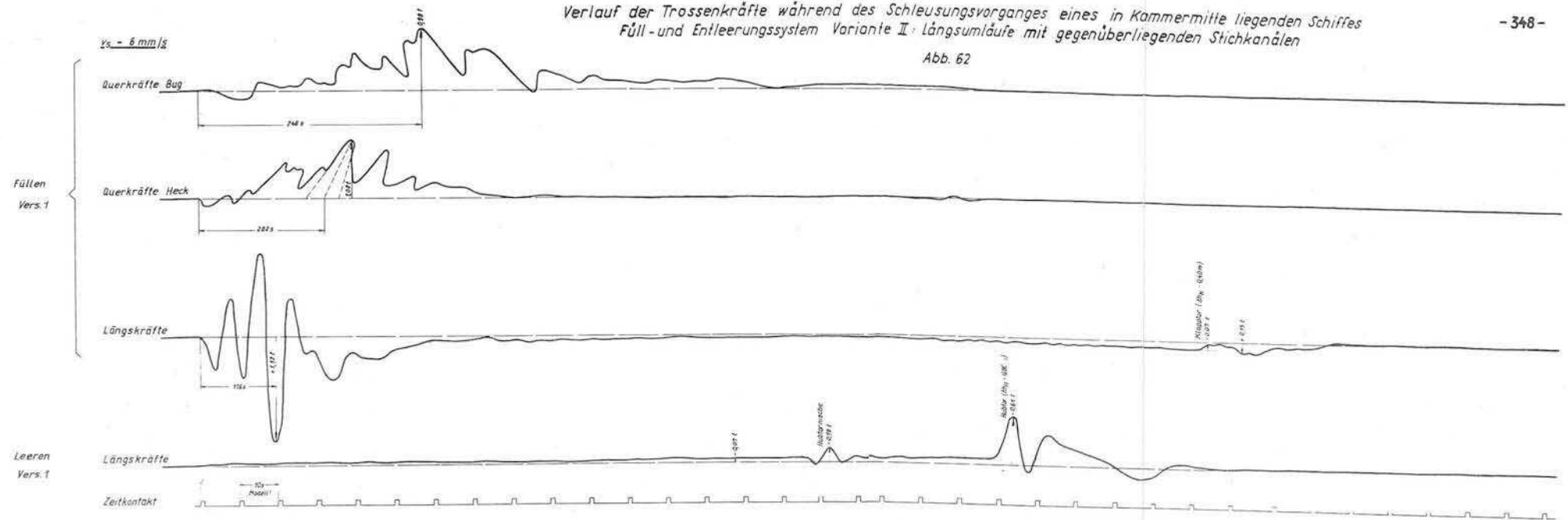
Verlauf der Trossenkräfte während des Schleusungsvorganges eines in Kammermitte liegenden Schiffes
Füll- und Entleerungssystem Variante I: Längsumläufe mit versetzten Stichkanten

$$\underline{v_s = 6 \text{ mm/s}}$$


Verlauf der Trossenkräfte während des Schleusungsvorganges eines in Kammermitte liegenden Schiffes
 Füll- und Entleerungssystem Variante II: Längsumläufe mit gegenüberliegenden Stichkanälen

- 348 -

Abb. 62



Verlauf der Trossenkräfte während des Schleusungsvorganges eines in Kammermitte liegenden Schiffes
Füll- und Entleerungssystem Variante III: Grundlauf

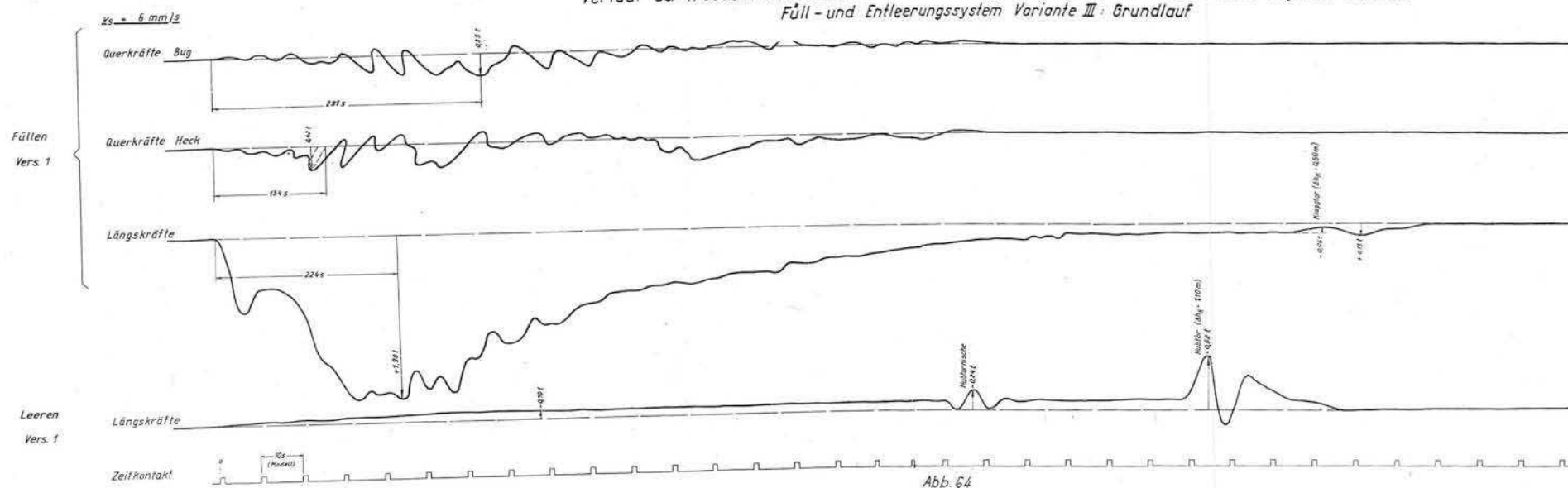
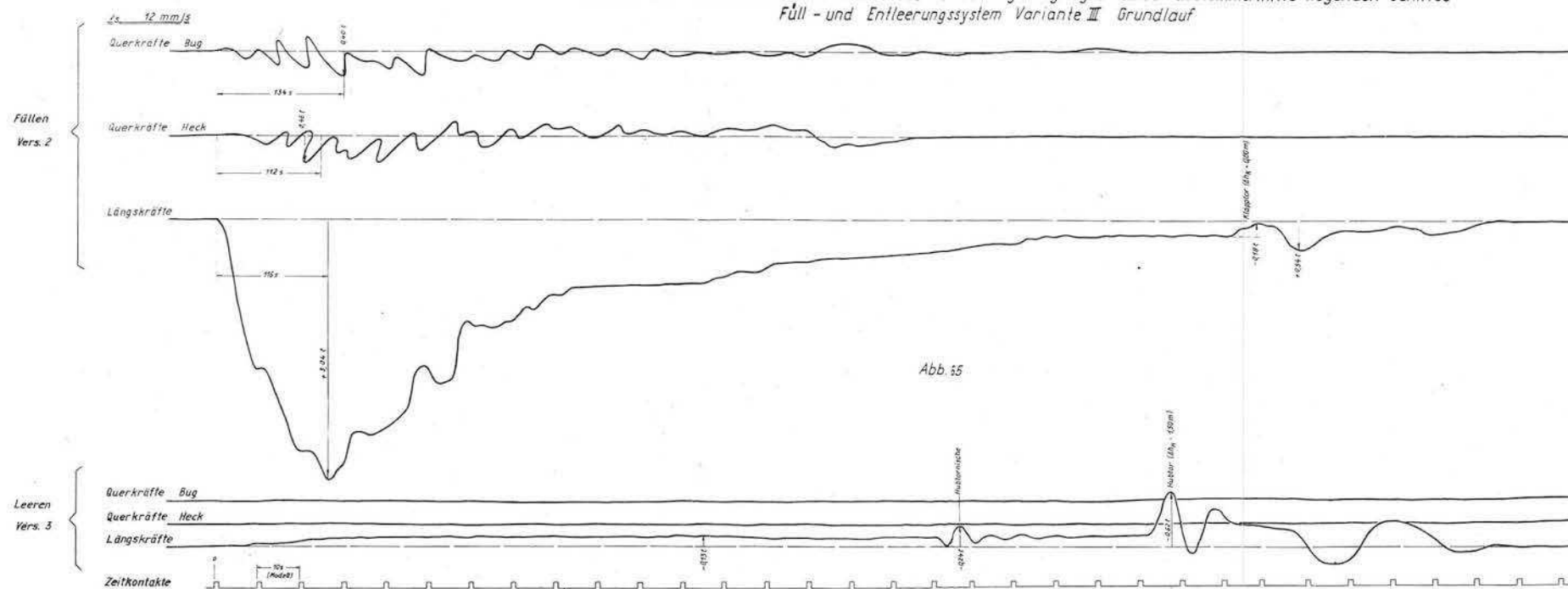


Abb. 64

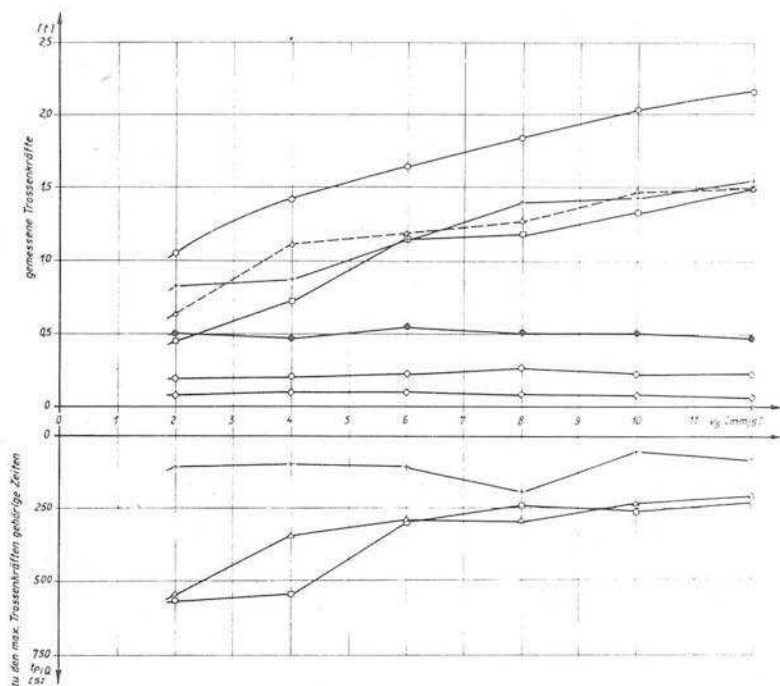
Verlauf der Trossenkräfte während des Schleusungsvorganges eines in Kammermitte liegenden Schiffes
 Füll- und Entleerungssystem Variante III Grundlauf

- 354 -



Schleusen mit hohem Gefälle

Ergebnisse der Trossenkraftmessungen eines in Kammermitte liegenden Schiffes
(Schleusenmodell Variante I)



Trossenkräfte

- max. res. Trossenkraft P
- max. Querkraft Bug Q_B
- △ max. Querkraft Heck Q_H
- + max. Längskraft P
- ◇ max. Kraft durch Schwall infolge Klappe:
Wasserspiegeldifferenz $\Delta h_K = 0,25 \text{ m}$
- max. Kraft durch Hubtornische
- max. Kraft durch Schwall infolge Hubtor:
Wasserspiegeldifferenz $\Delta h_H = 0,50 \text{ m}$

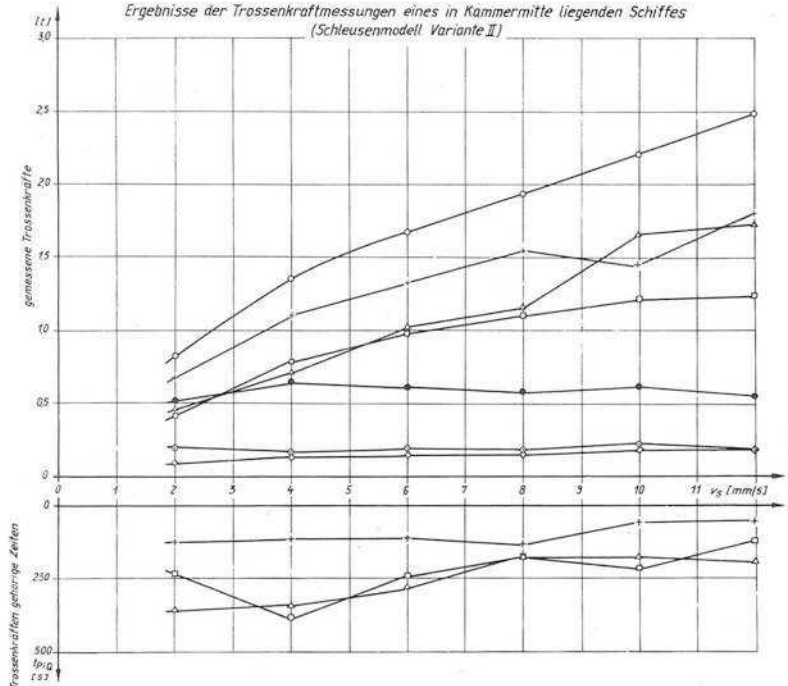
Zeiten

- zu max. Q_B gehörige Zeiten
- △ zu max. Q_H gehörige Zeiten
- + zu max. P gehörige Zeiten

Abb. 66

Schleusen mit hohem Gefälle

Ergebnisse der Trossenkraftmessungen eines in Kammermitte liegenden Schiffes
(Schleusenmodell Variante II)



Trossenkraft

- max. res. Trossenkraft P
- max. Querkraft Bug Q_B
- △ max. Querkraft Heck Q_H
- + max. Längskraft P
- ◇ max. Kraft durch Schwall infolge Klapp: $\Delta h_K = 0,50$ m bei $v_s = 2$ mm/s
 $\Delta h_K = 0,40$ m bei $v_s = 4$ bis 12 mm/s
- max. Kraft durch Hubtor:
- max. Kraft durch Schwall infolge Hubtor: $\Delta h_H = 0,70$ m bei $v_s = 2$ mm/s
 $\Delta h_H = 0,80$ m bei $v_s = 4$ bis 12 mm/s

Zeiten

- zu max. Q_B gehörige Zeiten
- △ zu max. Q_H gehörige Zeiten
- + zu max. P gehörige Zeiten

Abb. 67

Schleuse mit hohem Gefälle

Ergebnisse der Trossenkraftmessungen eines in Kammermitte liegenden Schiffes
(Schleusenmodell Variante III)

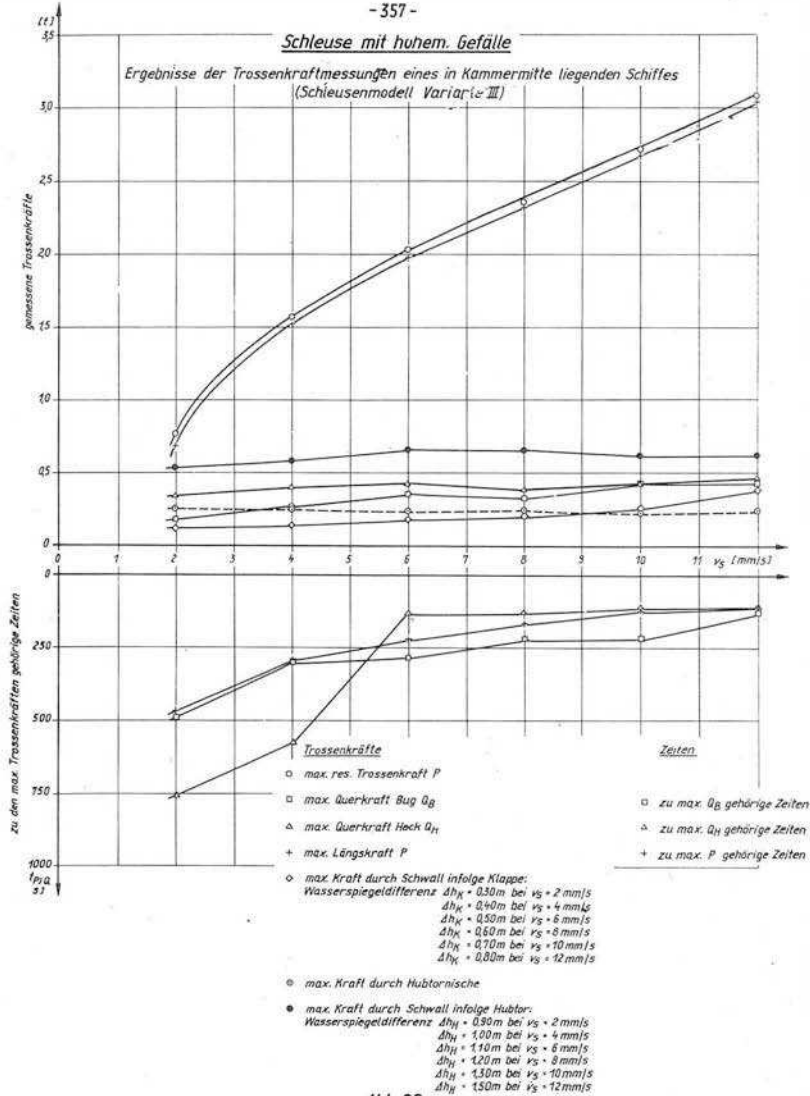


Abb. 68

Schleusen mit hohem Gefälle

Maximale resultierende Trossenkräfte (Längs- und Querkräfte) eines in Kammermitte liegenden Schiffes bei verschiedenen Füll- und Entleerungssystemen
(aus Messungen am Schleusenmodell)

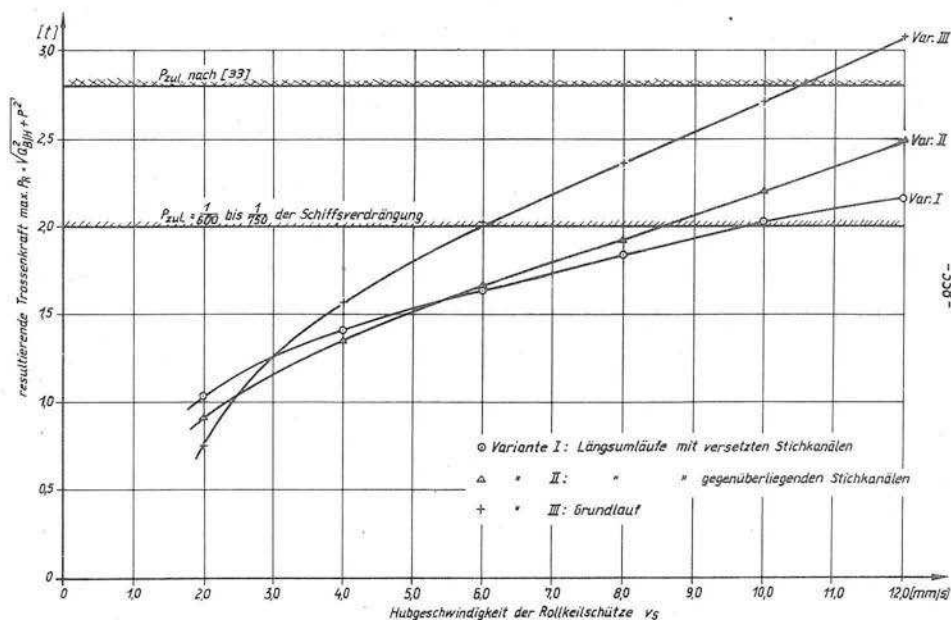


Abb. 69

Abb. 70

Maximale Sunktiefen im Oberhafen beim Füllen der Kammer
nach analytischen Verfahren und Modellversuchen

Füll- und Entlüftungssystem: Variante I

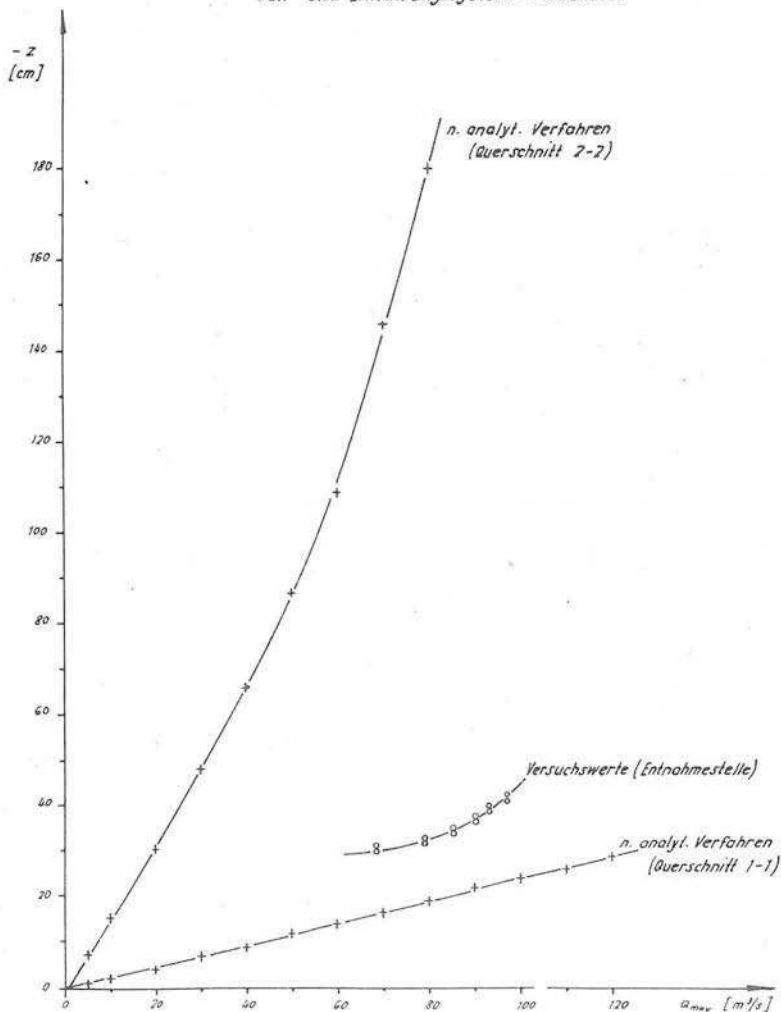


Abb. 71
Maximale Sunktiefen im Oberhafen beim Füllen der Kammer und maximale Schwallhöhen im Unterhafen beim Leeren
der Kammer aus Modellversuchen

Füll- und Entleerungssystem: Variante I

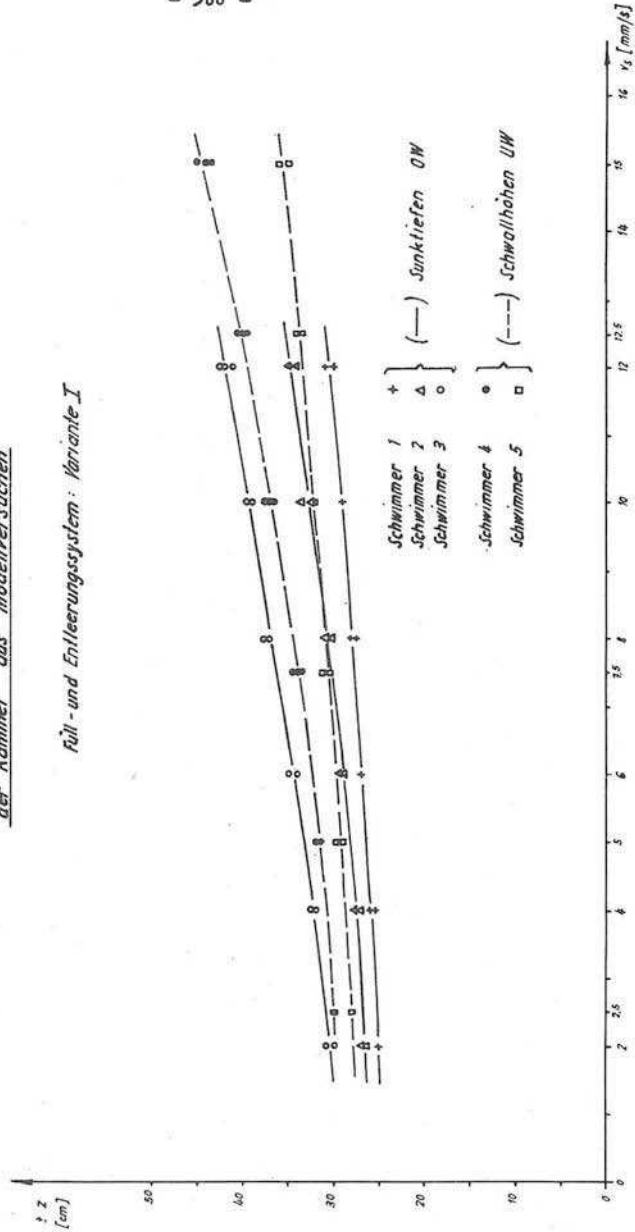
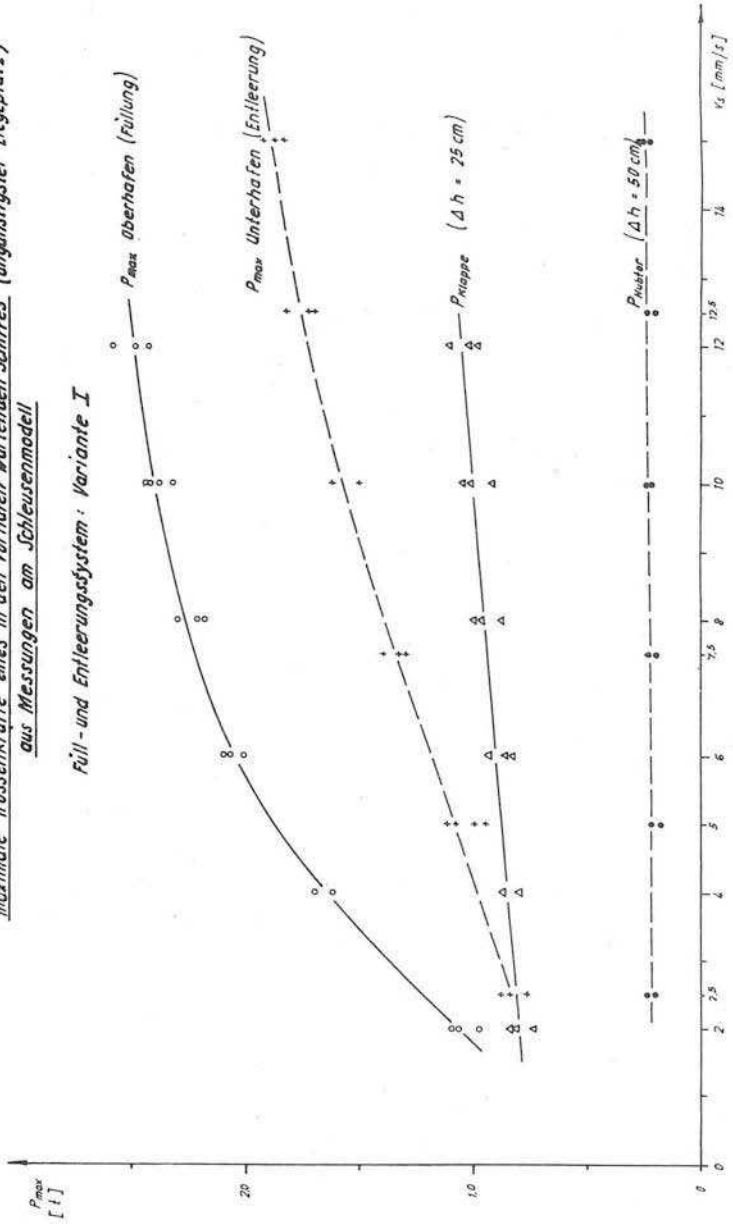


Abb. 72
 Maximale Trossenkräfte eines in den Vorhafen wartenden Schiffes (ungünstigster Liegeplatz)
 aus Messungen am Schleusenmodell

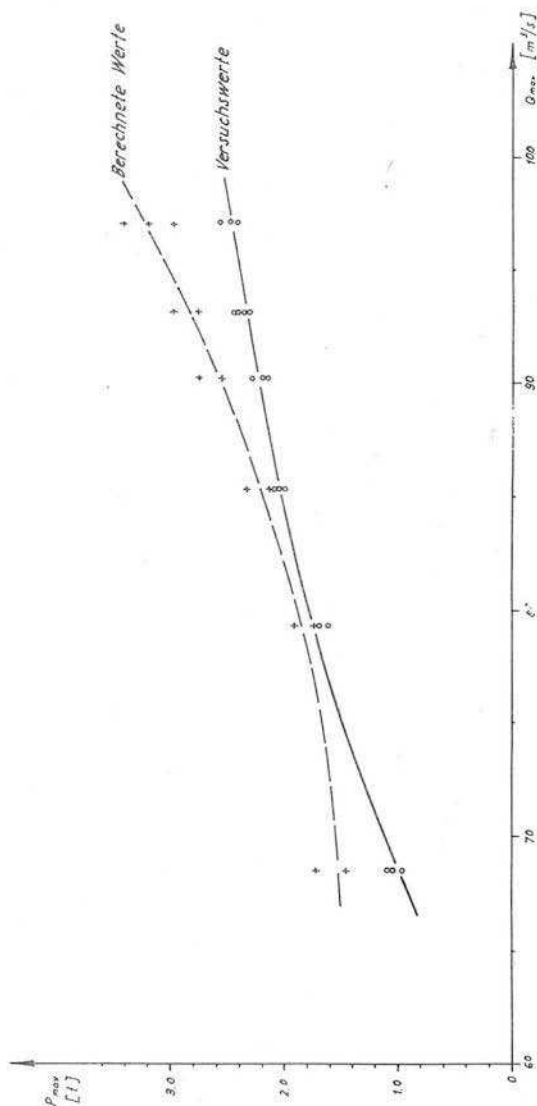


von 65 Tonne

Abb. 73

Maximale Trossenkraften eines im Oberhafen am ungünstigsten Liegeplatz wartenden Schiffes
aus Berechnungen mittels der Wellenneigung und aus Modellversuchen

Füll- und Entleerungssystem : Variante I



Maximale Trossenkraft eines im Vorhafen wartenden Schiffes
in Abhängigkeit von der Wellenneigung und der Trossenlänge
 nach Partensky [29]

$$P_{\max} = \sqrt{(G_s \cdot J_w - P_0) \cdot E \cdot F_T \left(\frac{s - l_0}{s} \right)}$$

- F_T = 1,75 cm² • metallischer Querschnitt der Trosse
 E = 1100 t/cm² • Elastizitätsmodul der Trosse
 G_s = 1240 t • Bruttoschiffsgewicht
 P_0 = 0,030 t • Trossenkraft in der Ruhelage
 s = Trossenlänge
 l_0 = Sehnennlänge der Trosse in der Ruhelage

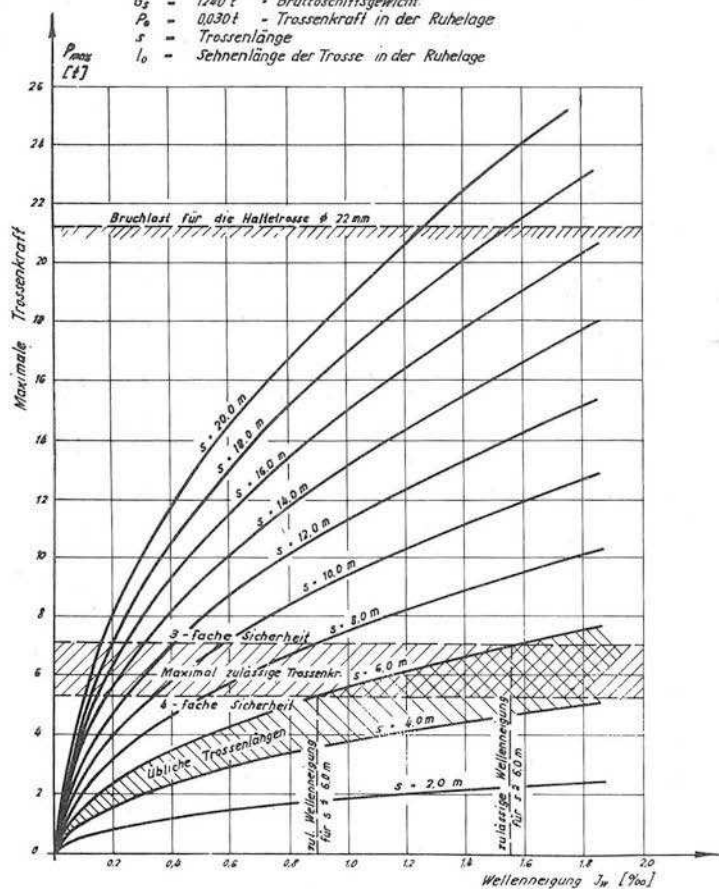


Abb. 74

Inhaltsverzeichnis der bisher erschienenen Hefte

Heft 1

- ZSCHIESCHE, O. Geschiebeversuche mit Korndurchmessern über 3 mm
- BIAU, E. Neuzeitliche Meßverfahren zur laufenden Überwachung der Flußsohle
- GLAZIK, G. Beitrag zur Frage der Standardisierung von Uferbefestigungen für Binnenwasserstraßen
- ROESCHMANN, F. Geoelektrische Messungen an einem Lehmvorkommen
- OMANN, J. Nachruf für Obering. Otto Zschiesche

Heft 2

- BIAU, E. Die Energieumwandlung von Tosbecken und in Druckleitungen
- GLAZIK, G. Theoretische und modellmäßige Untersuchungen über die Wechselbeziehungen zwischen Seeschiff und Seekanal

Heft 3

- MARTIN, H. Beitrag zum Problem des Scherwiderstandes toniger Erdstoffe

Heft 4

- OMANN, J. Einiges über die Bedeutung und den Ablauf der 7. wissenschaftlichen Fachtagung der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau
- FUEHRER, M. Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Wellen in Abhängigkeit vom Kanalprofil
- GLAZIK, G. Theoretische und modellmäßige Untersuchungen über die Wechselbeziehungen zwischen Seeschiff und Seekanal
- JOHNSEN, R. Unruhe im Hafen
- BIAU, E. Der Einfluß der Strömung und des fahrenden Schiffes auf die Kanalsohle und Böschungen
- PLEHM, H. Möglichkeiten der Mechanisierung beim Staudamm- und Kanalbau in der DDR
- SEIFFERT, H. Einige Erkenntnisse aus der technisch-wissenschaftlichen Zusammenarbeit mit sowjetischen Instituten für Erd- und Grundbau
- BICZOK, I. Wirtschaftliche Gründungen auf wenig tragfähigen Böden
- HEIDRICH, W. Die Baugrunduntersuchung für dynamisch angeregte Fundamente auf rolligem Untergrund

Heft 5

- BIAU, E. Abfluß in zusammengesetzten Flußquerschnitten und in Krümmungen
GLAZIK, G. Querströmungen in Schleusenvorhöfen und Maßnahmen zu ihrer Beseitigung

Heft 6

- JUST, H. Zum Problem der Einrüttelempfindlichkeit rolliger Erdstoffe
SCHÄFFNER, H.J. Umlagerung rolliger Erdstoffe durch Vibration
HEIDRICH, W. Die Bewegung eines Systems von zwei federnd gekoppelten und vertikal übereinanderliegenden Massen, von denen die untere mit kreisförmiger Grundfläche auf dem Boden liegt, bei vertikaler periodischer Erregung unter Berücksichtigung einer geschwindigkeits-proportionalen Dämpfung zwischen den beiden Massen
HEIDRICH, W. Die Messung der Geschwindigkeit elastischer Wellen in Betonfundamenten zur Überprüfung der Baugüte
SCHÄFFNER, H.J. Verdichtungskontrolle eines Steinschütt-dammes mit verschiedenen Verfahren
BORRMANN, H.-G. Bemerkungen zum Übergangswiderstand bei geoelektrischen Messungen
ROESCHMANN, F. Versuche mit Stab- und Platten-Elektroden für geoelektrische Messungen

Heft 7

- BIAU, E. Der Abfluß und die hydraulische Energieumwandlung über einer parabelförmigen Wehrschwelle
BIAU, E. Der Einfluß der Linlaufbauwerke auf die Geschiebebewegung und auf die Schifffahrt

Heft 8

- BIAU, E. Die Messung größerer Abflüsse im wasserbaulichen Versuchswesen
FUEHRER, M. Der gegenwärtige Entwicklungsstand der Mikroflügel und ihr Einsatz im wasserbaulichen Versuchswesen sowie in der praktischen Hydrometrie
KRAUSE, H. " Rilog " ein Gerät für die Messung kleinster Strömungsgeschwindigkeiten und ihrer Richtung bis in große Tiefen

Heft 9

- BIAU, E. Die Verbesserung des hydraulischen Wirkungsgrades von Diffusoren mit Rechteckprofil und großem Öffnungswinkel durch Einbau von Leitblechen oder von Kurzdifusoren
MORGENSTERN, G.
STRAUBE, Ch. Die Kolkbildung hinter unterströmten Wehren

Heft 10

BLAU, E.

Modellversuche zur Verbesserung der
Abflußverhältnisse in Krümmungstrek-
ken bei schießendem Abfluß

KEBBLMANN, G.

Verfahren zur Bemessung der Sammelka-
näle von Hangüberfällen mit seitlicher
Schußrinne

